

AALTO-YLIOPISTO

Insinöörityöiden korkeakoulu

Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelma

Miikka Heinonen

Jatkuva sortuma suunnittelukriteerinä rakennettaessa monikerroksinen rakennusrunko vanhan talorungon päälle

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten
Espoossa 19. huhtikuuta 2017

Valvoja: Professori Jari Puttonen Aalto-yliopisto

Ohjaaja: DI Terhi Ala-Ilkka, Ramboll Finland Oy

Tekijä Miikka Heinonen		
Työn nimi Jatkuva sortuma suunnittelukriteerinä rakennettaessa monikerroksinen rakennusrunko vanhan talorungon päälle		
Koulutusohjelma Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka		
Pääaine Rakennetekniikka		Koodi RAK.thes
Työn valvoja Professori Jari Puttonen		
Työn ohjaaja(t) DI Terhi Ala-Iikka, Ramboll Finland Oy		
Päivämäärä 19.4.2017	Sivumäärä 80+12	Kieli Suomi

Tiivistelmä

Tässä diplomityössä tutkittiin jatkuvaa sortumaa suunnittelukriteerinä rakennettaessa monikerroksista rakennusrunkoa vanhan talorungon päälle. Etenkin jos rakennuksen uusi osa on rakennejärjestelmältään erilainen kuin rakennuksen vanha osa, niiden välinen rajapinta saattaa olla rakenteiltaan sellainen, että se asettaa merkittäviä haasteita jatkuvan sortuman estämiselle. Työssä pyrittiin tunnistamaan nämä erityisiä haasteita aiheuttavat tekijät. Eurokoodissa on esitetty jatkuvan sortuman estämiseksi kolme menetelmää: sidevoimamenetelmä, avainasemassa mitoittaminen, ja vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmä. Tässä työssä pohdittiin, kuinka hyvin nämä menetelmät soveltuvat kohteeseen, jossa olemassa olevaa rakennusta laajennetaan ylöspäin. Lisäksi työssä pohdittiin erilaisia käytännön menetelmiä, jotka ovat käyttökelpoisia näiden menetelmien tavoitteiden saavuttamiseksi.

Riskinarvioinnin suorittaminen on Eurokoodin mukaan pakollista rakennuksille, joiden seuraamusluokka on CC3b. Monet ylöspäin laajennettavat rakennukset kuuluvat tähän seuraamusluokkaan, joko kerrosten määrän tai erikoisrakenteiden takia. Lisäksi riskiarvioinnin suorittamalla voidaan saavuttaa selkeämpi käsitys rakennuksen kestävydestä jatkuvaa sortumaa vastaan, mikä tekee siitä arvokkaan työkalun suunnittelun apuvälineenä. Lisäksi työssä esitettiin mahdollinen menetelmä arvioida avainasemassa mitoittamisen vaikutusta rakennuksen riskitasoon.

Työssä tehtiin myös tapaustutkimus, jossa suoritettiin lineaarisia dynaamisia tarkasteluja, joilla tutkittiin uuden ja vanhan rakennuksen rajapinnalla sijaitsevien palkkien kestävyyttä erilaisissa tilanteissa, joissa jokin rakenneosia oletettiin sortuneeksi. Nämä palkit ovat esimerkki rakenteesta, joka on mahdollinen riskitekijä jatkuvan sortuman kannalta, sillä ne toimivat yllä olevan väliseinän tukena. Dynaamiset tarkastelut suoritettiin laskevalla impulssikuormalla. Tuloksista on selvää, että onnettomuusrajatila on näille palkeille mitoittavampi kuin murtorajatila. Tässä tapauksessa todettiin, että palkit voidaan mitoittaa niin, että ne toimivat palkkeina myös onnettomuustilanteessa, mutta tämä vaatii enemmän raudoitusta.

Avainsanat jatkuva sortuma, vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti, dynaaminen analyysi, korjausrakentaminen

Author Miikka Heinonen		
Title of thesis Progressive collapse as a design criterion for the construction of a new multi-storey building resting on an existing building frame		
Degree programme Structural engineering and building technology		
Major Structural engineering	Code RAK.thes	
Thesis supervisor Professor Jari Puttonen		
Thesis advisor(s) Terhi Ala-Iikka, M.Sc. (tech), Ramboll Finland Oy		
Date 19.4.2017	Number of pages 80+12	Language Finnish

Abstract

Progressive collapse as a design criterion for the construction of a new multi-storey building on top of an existing building frame was studied in this thesis. The interface between old and new buildings may present particular challenges for the prevention of progressive collapse, especially if the new part of the building has a different structural system than the old part. Identifying those challenges is one of the goals of this thesis. The Eurocode presents three methods for the prevention of progressive collapse: the tie force method, design as key elements, and the alternative load path method. Another goal of the thesis was to evaluate the suitability of these methods for preventing progressive collapse of buildings that have undergone a vertical expansion. In addition, the suitability of different practical methods for accomplishing the objectives of the three methods was considered.

A systematic risk assessment is mandatory for buildings in the consequence class CC3b, according to Eurocode. Many buildings that are expanded vertically belong to this consequence class due to a large number of storeys or due to containing special structures. Additionally, a risk assessment can lead to an improved understanding of the ability of the structure to resist progressive collapse making it a valuable tool to guide design choices. A method to statistically estimate the effect of designing a column as a key element was also proposed in this thesis.

A case study was carried out where linear dynamic analyses were used to determine if a group of beams on the interface between an old building and a new building are able to be designed not to collapse as a result of a variety of assumed removal scenarios of nearby structural members. This group of beams has a potential risk to initiate a progressive collapse, because the beams support a load-bearing wall that rests directly on top of them. These dynamic analyses were carried out using descending impulse loads to simulate the removal of a structural member. It is clear from the results that the accidental loading situations assumed are more critical for the design of these beams than the ultimate limit state (ULS). In this case it was found that it is possible to design these beams to function as beams even in the accidental loading situation, but this requires additional reinforcement.

Keywords progressive collapse, disproportionate collapse, alternative load path, dynamic analysis, refurbishment

Alkusanat

Tämä diplomityö tehtiin diplomi-insinöörin tutkintoa varten opinnäytteenä Aalto-yliopistolle. Työn ohjaajana toimi DI Terhi Ala-Ilkka ja valvojana professori Jari Puttonen Aalto-yliopistosta. Molemmille heistä kuuluu suuret kiitokset työn ohjauksesta. Kiitokset kuuluvat myös Ramboll Finland Oy:lle, jonka toimeksiannosta ja rahoittamana tämä työ tehtiin.

Lisäksi haluan kiittää DI Joona Tuikkaa ja DI Markku Raiskilaa neuvoista, joita he antoivat tapaustutkimuksen laskennallisiin haasteisiin liittyen.

Espoossa 19.4.2017

Miikka Heinonen

Sisällysluettelo

Lyhenteet	3
1 Johdanto.....	4
2 Jatkuva sortuma.....	7
2.1 Olennaiset käsitteet.....	7
2.2 Sortumatyypit	9
2.2.1. Uudelleenjakautumisluokka	9
2.2.2. Iskuluokka	9
2.2.3. Epästabiilitilaluokka.....	10
2.3 Teräsbetonipalkin toiminta pilarin menetyksen jälkeen.....	10
2.4 Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi	12
2.4.1. Epäsuorat menetelmät.....	12
2.4.2. Suorat menetelmät	16
2.5 Suunnitteluperiaatteita jatkuvan sortuman estämiseksi.....	20
2.6 Rakennusten seuraamusluokat onnettomuustilanteessa eurokoodin mukaan.	22
2.7 Onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmät eurokoodissa.....	24
2.8 Riskinarviointi.....	24
2.8.1. Riskinarviointi eurokoodissa.....	24
2.8.2. Rakennuksen riskianalyysi.....	27
2.8.3. Avainasemassa mitoittamisen vaikutus riskitasoon.....	28
3 Jatkuvan sortuman huomioiminen laajennettaessa vanhaa rakennusta ylöspäin	31
3.1 NIST:n suositukset olemassa oleville rakennuksille	33
3.1.1. Huomioita olemassa olevan rakennuksen vahvistamisesta jatkuvaa sortumaa vastaan.....	34
3.1.2. Toimenpiteitä suoritettavaksi vanhan rakennuksen uudistamisen yhteydessä.....	36
3.2 Menetelmiä olemassa olevien rakenteiden vahvistamiseen jatkuvaa sortumaa vastaan.....	38
3.2.1. Teräsbetonirakenteet.....	39
3.2.2. Teräsrakenteet.....	43
3.2.3. Tiilirakenteet	45
4 Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmät	46

4.1.1.	Lineaarinen staattinen menetelmä	46
4.1.2.	Epälineaarinen staattinen menetelmä.....	49
4.1.3.	Lineaarinen dynaaminen menetelmä	52
4.1.4.	Epälineaarinen dynaaminen menetelmä.....	53
5	Esimerkkitapaus: Vanha varastorakennus, jota laajennetaan rakentamalla kerroksia sen päälle	56
5.1	Tutkinnan kohteena oleva rakennus	58
5.2	Rajapinnalla olevan palkin sortuminen alkusortumana.....	62
5.3	Alkusortumana seinämäisen ulokepalkin päällä olevan väliseinän VS1 sortuminen	69
6	Yhteenveto ja johtopäätökset.....	76
	Lähdeluettelo	78

Lyhenteet

NIST	National Institute for Standards and Technology (toimielin Yhdysvalloissa)
FEM	Finite Element Method (elementtimenetelmä)
GSA	General Services Administration (toimielin Yhdysvalloissa)
DCLG	Department for Communities and Local Government (toimielin Iso-Britanniassa)
UFC	United Facilities Criteria (Yhdysvaltain puolustusministeriön julkaisuja)
SLR	Specific Local Resistance (menetelmä estää jatkuva sortuma vahvistamalla yksittäisiä rakenneosia)
DoD	Department of Defense (Yhdysvaltojen puolustusministeriö)
ACI	American Concrete Institute (yhdysvaltalainen organisaatio)
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
LSM	lineaarinen staattinen menetelmä (vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmä)
ELSM	epälineaarinen staattinen menetelmä (vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmä)
LDM	lineaarinen dynaaminen menetelmä (vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmä)
ELDM	epälineaarinen dynaaminen menetelmä (vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmä)

1 Johdanto

Jatkuva sortuma (engl. progressive collapse) on ilmiö, jossa jokin rakenneosa sortuu, ja tämän alkusortuman seurauksena syntyy ketjureaktio, jossa muitakin rakenteita sortuu. Sortuminen voi levitä sekä pysty-, että vaakasuunnassa. Toinen jatkuvaan sortumaan liittyvä käsite on suhteeton sortuma (engl. disproportionate collapse). Suhteeton sortuma tarkoittaa tilannetta, jossa sortuman lopputulos on suhteettoman suuri sen aloittaneen tapahtuman vakavuuteen verrattuna. [25, s. 14] Yhdysvaltalainen National Institute of Standards and Technology (NIST) määrittelee jatkuvan sortuman ja suhteettoman sortuman olevan synonyymejä, eli tämän määritelmän mukaan jatkuva sortuma on aina suhteeton. [4, s. 1] Toisaalta, Ison-Britannian toimielimen Department for Communities and Local Government (DCLG) mukaan nämä käsitteet ovat toisistaan erillisiä. [25, s. 14] Joka tapauksessa, jatkuvaa sortumaa vastaan suunnittelussa tulee varmistaa, että alkusortuma ei johda sortumien ketjureaktioon, tai että alkusortuman tapahtuminen on riittävän epätodennäköistä.

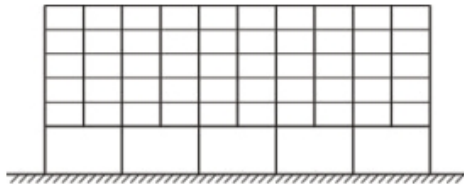
Paikallavaluna toteutetuille rakenteille on melko tyypillistä, että tavanomaisille kuormitustilanteille suunnitellut rakenteet voivat kestää myös epätavallisia kuormituksia. Tämä johtuu paikallavalurakenteiden paremmasta jatkuvuudesta, olettaen, että raudoitukset on suunniteltu jatkuviksi. Rakennusalan kehittymisen seurauksena rakennusmateriaaleja voidaan käyttää tehokkaammin, rakennejärjestelmät ovat muuttuneet elementtirakentamisen yleistymisen myötä, ja laskentamenetelmät ovat tarkempia kuin menneisyydessä. Nämä ovat esimerkkejä tekijöistä, jotka ovat johtaneet siihen, että rakennuksilla on usein merkittävästi vähemmän ylimääräistä kapasiteettia kuin ennen. Tämä johtaa entistä suurempaan tarpeeseen ottaa jatkuva sortuma huomioon rakenteiden suunnittelussa. [27, s. 2]

Tässä diplomityössä käsitellään jatkuvan sortuman estämistä, kun vanhan talorungon päälle rakennetaan uusi monikerroksinen rakennusrunko. Diplomityö ei käsittele kohteita, joissa rakennukselle rakennetaan laajennus vaakasuunnassa, koska tämä ei aiheuta merkittäviä haasteita jatkuvan sortuman estämiselle puhtaaseen uudisrakentamiseen verrattuna. Olemassa oleva jatkuvan sortuman estämistä käsittelevä kirjallisuus keskittyy useimmiten uudisrakentamisen haasteisiin, ja esitetyt menetelmät eivät aina sovellu suoraan käytettäväksi tapauksessa, jossa rakennus on jo olemassa. Vanhan rakennuksen laajentaminen ylöspäin on varsin yleistä, etenkin alueilla, jotka ovat jo tiheästi rakennettu. Lisäksi mitä enemmän kerroksia rakennuksessa on, sitä suuremmat seuraukset sen jatkuva sortuma voi aiheuttaa. Näiden tekijöiden seurauksena syntyy tarve tutkia tämänlaisissa laajennustöissä esiintyviä haasteita jatkuvan sortuman kannalta.

Tämän diplomityön keskeiset tutkimuskysymykset ovat:

- Mitä erityisiä haasteita esiintyy jatkuvan sortuman estämisen kannalta, kun olemassa olevaa rakennusta laajennetaan ylöspäin?
- Miten jatkuva sortuma kannattaa ottaa huomioon suunniteltaessa rakennuksen laajennusta ylöspäin?

Eräs tunnettu esimerkki jatkuvasta sortumasta on Alfred P. Murrah Federal Building, joka oli 1970-luvulla rakennettu toimistorakennus Yhdysvalloissa. Eräs rakenteellisesta näkökulmasta merkittävä piirre rakennuksessa oli, että sen maantasolla olevan kerroksen pilarit olivat rakennuksen reunalla sijoitettu kauas toisistaan. Niiden päällä kulkivat suuret teräsbetonipalkit, jotka ottivat vastaan yläpuolella olevien pilareiden kuormat, siirtäen nämä kuormat maantason pilareille. [4, s. 179–181]



Kuva 1-1. Alfred P. Murrah Federal Buildingin reuna-alueen kehärakenne [28, s. 4]

Tämä johtaa tilanteeseen, jossa maantason pilarit ovat rakenteellisesti poikkeuksellisen tärkeässä roolissa, ja yhdenkin sellaisen sortuminen on haastava tilanne jatkuvan sortuman estämisen kannalta. Vuonna 1995 rakennukseen kohdistui terroristihyökkäys, jossa sen vieressä räjäytettiin pommi. Rakennuksen maantasoisista pilareista kolme sortuivat heti räjähdysten seurauksena. Tämä johti jatkuvaan sortumaan, jossa suunnilleen puolet rakennuksen pinta-alasta sortui. Rakennus oli suunniteltu ja rakennettu sille pätevien standardien mukaisesti. Rakennuksen kykyä vastustaa yhden maantasaisen pilarin sortumista tutkittiin jälkeenpäin ja pääteltiin, että se ei olisi kestänyt yhdenkään maantason reunapilarin sortumista. Tutkijat totesivat myös, että jos rakennuksessa olisi käytetty maanjäristysalueilla käytettäviä liitosdetaljeja, sortunut alue olisi ollut laajuudeltaan enintään 50 % sortuneesta alueesta. [4, s. 179–181] Jos rakennuksen suunnittelussa olisi erikseen otettu huomioon jatkuvan sortuman estäminen, tämä olisi siis todennäköisesti vähentänyt uhrien määrää merkittävästi. Rakennusta ei koskaan laajennettu ylöspäin, mutta vastaavat jatkuvan sortuman estämisen kannalta epäedulliset epäjatkuvuudet pystyrakenteissa ovat yleisiä ylöspäin laajennetuissa rakennuksissa.

Tämän diplomityön toisessa luvussa esitellään jatkuva sortuma käsitteenä, ja käydään läpi erilaisia periaatteita jatkuvan sortuman estämisestä. Luvussa esitellään sekä epäsuorat että suorat menetelmät jatkuvan sortuman hallitsemiseen. Lisäksi toisessa luvussa selitetään pääpiirteittäin, mitä eurokoodit ohjeistavat jatkuvaan sortumaan liittyen. Lopuksi luvussa esitetään riskinarviointi käsitteenä, ja esitetään mahdollinen menetelmä soveltaa sitä avainasemassa mitoittamiseen.

Kolmannessa luvussa käsitellään jatkuvan sortuman estämisen näkökulmasta haasteita, jotka esiintyvät kohteen ollessa vanha rakennus, jonka päälle rakennetaan uusi rakennusrunko. Kyseisessä luvussa esitellään NIST:n antamat suositukset olemassa oleville rakennuksille, ja kerrotaan eri menetelmistä parantaa olemassa olevan rakennuksen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Menetelmiä esitetään erikseen eri rakennusmateriaaleille, mutta painopiste on teräsbetonirakenteissa, koska ne ovat yleisimpiä.

Neljännessä luvussa perehdytään erilaisiin menetelmiin selvittää laskennallisesti miten rakennus käyttäytyy, kun jokin rakenneosa katsotaan sortuneeksi. Näihin menetelmiin on tärkeää tutustua tarkasti, sillä eurokoodi mainitsee vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmän mahdolliseksi tavaksi suunnitella rakennus jatkuvaa sortumaa vastaan, mutta eurokoodi ei anna mitään ohjeistusta siitä, miten tämä analyysi pitäisi toteuttaa. [2] [3] Yhdysvaltalaisista lähteistä löytyvät yksityiskohtaiset ohjeistukset eri analyysimenetelmien toteuttamiseen, joten eurokoodien antamien ohjeiden puuttuessa yhdysvaltalaisen lähteiden ohjeiden soveltaminen on perusteltua.

Viidennessä luvussa suoritetaan tapaustutkimus, jossa tutkinnan kohteena on vanha varastorakennus, jota laajennetaan rakentamalla sen päälle noin yhdeksänkerroksinen kerrostalo. Tapaustutkimuksessa keskitytään vanhan ja uuden rakennuksen rajapintaan, koska siellä esiintyy pystyrakenteissa merkittäviä epäjatkuvuuksia, jotka ovat jatkuvan sortuman estämisen kannalta haasteellisia. Koska kyseessä on tapaustutkimus, siitä saadut tulokset ovat yleiseltä soveltuvuudeltaan rajallisia. Tässä luvussa nostetaan kuitenkin esille huomioita, jotka pätevät myös yleisesti. Lisäksi tapaustutkimuksessa suoritetaan dynaamisia laskelmia laskevalla impulssikuormalla. luku sisältää myös pohdintaa FEM-mallin oikeanlaisen mallintamisen tärkeydestä.

Kuudennessa luvussa käydään lyhyesti läpi yhteenveto tämän diplomityön tärkeimmistä havainnoista, tehdään johtopäätöksiä ja esitetään ehdotuksia tulevaisuuden tutkimuksia varten.

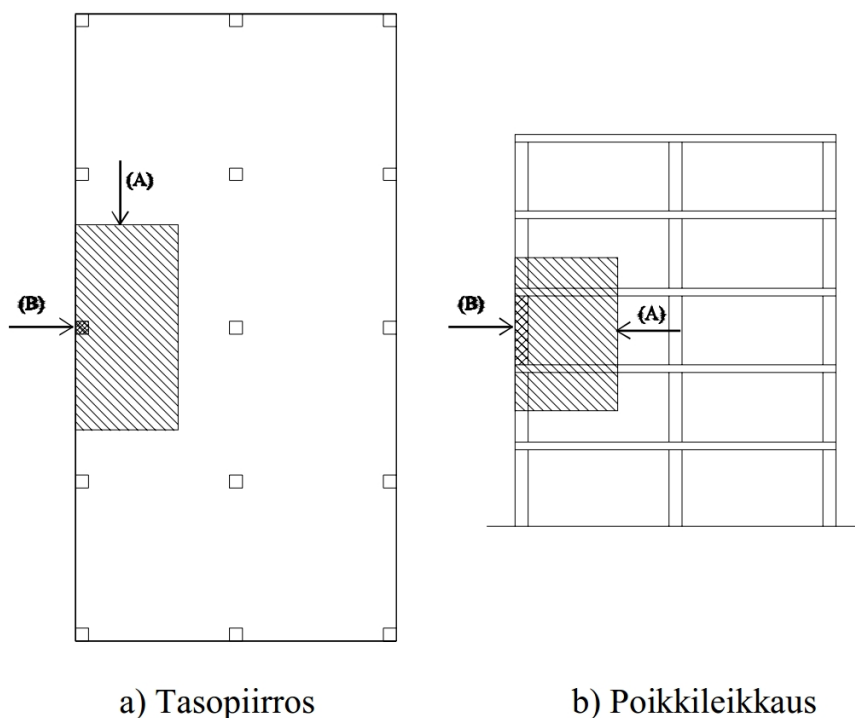
2 Jatkuva sortuma

2.1 Olennaiset käsitteet

Jatkuva sortuma tarkoittaa tilannetta, jossa jonkin kantavan rakenneosan sortuminen aiheuttaa tapahtumasarjan, jossa koko rakennus tai merkittävä osa rakennuksesta sortuu. Jatkuvan sortuman tunnusmerkki on se, että sortumatapahtuman lopputulos on suhteettoman vakava sen aiheuttamaan syyhyn verrattuna. [4, s. 1] Jatkuvan sortuman laukaiseva paikallinen vaurio on tyypillisesti jonkin onnettomuuskuorman aiheuttama. [1, s. 3] Yhdysvaltalainen National Institute of Standards and Technology (NIST) tunnistaa seuraavat riskitekijät, jotka voivat johtaa jatkuvaan sortumaan:

- suunnittelu- tai rakentamisvirhe
- tulipalo
- räjähdys (tahallinen tai onnettomuus)
- ajoneuvon törmäys (lentokone, auto)
- vaarallisten aineiden siirto ja varastointi
- rakennuksen väärinkäytöstä johtuva ylikuormitus. [4, s. 10–16]

Suomen betoniyhdistys tunnistaa jatkuvan sortuman riskitekijöiksi myös elementin putoamisen ja perustusten painumisen. [1, s. 2] Jatkuvan sortuman määritelmään kuuluu olennaisesti ajatus, että sortuman lopputulos on suhteeton sen aiheuttamaan syyhyn verrattuna, mutta suhteettomuus on käsitteenä tulkinnanvarainen. Siksi eri rakennusnormeissa määritellään, kuinka suuren sortuman alkuperäinen paikallinen vaurio saa aiheuttaa. [4, s. 5] Eurokoodin Suomen kansallisessa liitteessä on määritetty seuraavat rajat hyväksyttävän vaurion suuruudelle monikerroksisissa rakennuksissa. Yhdessä kerroksessa vaurion laajuus ei saa ylittää 15 % kyseisen kerroksen lattiapinta-alasta. Lisäksi vaurion laajuus ei saa olla suurempi kuin 100 m² kerrosta kohti. Vaurio saa tapahtua enintään kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. [3, s. 21–22]



Kuva 2-1: Hyväksyttävän vaurioitumisen laajuus monikerroksisissa rakennuksissa [3, s. 22]

Yllä olevassa kuvassa pilari, jota B:llä merkitty nuoli osoittaa, on ajateltu sortuneeksi. Vinoviivoitettu alue osoittaa rakenteet, joiden sortuminen katsotaan hyväksyttäväksi seuraukseksi kyseisen pilarin poistamisen jälkeen. Jos pilarin poistaminen johtaa suurempaan sortumaan kuin mitä kuvassa on esitetty, niin jatkuva sortuma voidaan katsoa tapahtuneen. Tämä voidaan ottaa huomioon suunnitteluvaiheessa mittaamalla pystyrakenne ns. avainasemassa olevana rakenneosana. Tämä käsite esitellään tämän diplomityön alaluvussa 2.4. Hallimaisissa rakennuksissa hyväksyttävän vaurioitumisen laajuus on määriteltä eri tavalla.

[1, s. 7; 3, s. 21–22]

Yhdysvaltojen puolustusministeriön julkaisu United Facilities Criteria (UFC) myös esitti samankaltaisen käsitteen hyväksyttävän vaurion laajuudesta, mutta vuonna 2009 käsite poistettiin UFC:stä. Syynä tähän on, että laatan sortumisen estäminen paikallisen vaurion (kuten pilarin sortumisen) seurauksena on saavutettavissa oleva tavoite. Täten hyväksyttävän vaurion laajuuden määrittelemisen katsottiin olevan tarpeeton ja rakennuksen turvallisuutta vähentävä helpotus suunnitteluun. [25, s. 69]

Lontoon Ronan Pointissa olleessa asuinkerrostalossa vuonna 1968 tapahtunut sortuma on eräs tunnetuimmista esimerkeistä jatkuvasta sortumasta. 24-kerroksisen elementtirakenteisen asuinkerrostalon 18. kerroksessa tapahtui kaasuräjähdyks, mikä aiheuttama paine työnsi kantavan ulkoseinäelementin pois paikoiltaan. Kyseinen seinä toimi pystytukena yllä oleville välipohjille, jotka romahtivat alas heti tuen poistuttua niiden alta. Kun välipohjat törmäsivät alla olevaan välipohjaan, ne aiheuttivat ketjureaktion joka jatkui käytännössä alas asti. [4, s.171–173]

Kyseinen rakennus oli suunniteltu sille pätevien rakennusnormien mukaisesti. Tämän sortuman seurauksena monissa maissa rakennusnormeihin lisättiin uusia vaatimuksia jatkuvan sortuman estämiseksi. Sortunut alue ei ollut vaakasuunnassa kovin laaja, mutta pystysuunnassa sortuman laajuus oli suhteeton alkuperäisen vaurion laajuuteen verrattuna. [4, s.171–173]

2.2 Sortumatyypit

On olemassa monia eri mekanismeja, jotka voivat johtaa rakennuksen jatkuvaan sortumaan. Näiden mekanismien luokittelu on hyödyllistä, sillä erilaiset rakenteet ovat vaihtelevissa määrin riskialttiita erilaisille sortumatyypeille, ja näiden tyyppien ymmärtäminen voi auttaa rakennesuunnittelijaa tunnistamaan mahdolliset ongelmakohdat. Toisaalta, rakennuksen sortuminen ei aina ole puhtaasti luokiteltavissa vain yhteen näistä kategorioista, vaan usein sortumisessa on piirteitä useasta sortumatyypistä. Starossek U. ehdottaa seuraavanlaista luokittelua jatkuvalla sortumalle. [5, s. 23, 14–27]

2.2.1. Uudelleenjakautumisluokka

Tähän luokkaan kuuluvilla jatkuvan sortuman tyypeillä on yhteisenä piirteenä se, että kantavan rakenteen vaurioitumisen seurauksena kuormitukset jakautuvat uudelleen jäljelle jääneille rakenteille. Starossek U. sisällyttää tähän kategoriaan myös "section"-tyyppisen sortuman, mutta sitä ei käsitellä tässä diplomityössä.

2.2.1.1. Vetoketjusortuma

Vetoketjutyyppisessä (engl. zipper) sortumassa yksi kantava rakenneos (esim. pilaari, kantava seinä, tai teräsvaijeri) menettää kuormankantokyvynsä, minkä seurauksena sen kautta kulkeneet kuormat kulkevat viereisten rakenteiden kautta. Tämä kasvattaa viereisille rakenteille kohdistuvia kuormia, aiheuttaen myös hetkellisen dynaamisen kuorman. Jos nämä rakenteet eivät kestä tätä uutta kuormitusta, sortuma leviää ketjureaktiona eteenpäin.

2.2.2. Iskuluokka

Tähän luokkaan kuuluvilla jatkuvan sortuman tyypeillä on yhteisenä piirteenä se, että sortuvien rakenteiden potentiaalienergia muuttuu liike-energiaksi, mikä lopulta kohdistuu muihin rakenteisiin äkillisenä dynaamisena kuormana.

2.2.2.1. Pannukakkusortuma

Pannukakkutyyppisessä sortumassa kantava pystyrakenne sortuu, ja sen yllä olevat rakenteet lähtevät putoamaan alaspäin painovoiman vaikutuksesta. Nämä rakenteet törmäävät alla oleviin rakenteisiin, ylittäen niiden todellisen kapasiteetin. Tämän seurauksena nämäkin rakenteet lähtevät putoamaan alaspäin. Tapahtuma etenee kerroksittain perustuksiin asti, ellei tavallista vahvempi kerros pysäytä reaktiota. World Trade Center – tornien sortuma lienee tunnetuin tapaus pannukakkutyyppisestä sor-

tumasta. Kyseisessä tapauksessa se johti koko rakennusten sortumaan. Myös tässä diplomityössä aiemmin mainittu Ronan Point asuinkerrostalosortuma oli tyypiltään pannukakkusortuma.

2.2.2.2. "Domino"-sortuma

Domino-tyyppisessä sortumassa rakenneosa (esim. betonielementti) kaatuu ja osuu kaatuessaan toiseen rakenneosaan, aiheuttaen vaakakuorman kaatumisen suunnassa. Vaakakuorma voi johtua joko suorasta osumasta tai siitä, että kaatuva rakenneosa vetää mukanaan siinä kiinni olevia rakenteita. Tämä vaakakuorma aiheuttaa myös toisten rakenneosien kaatumisen, aiheuttaen ketjureaktion. Dominosortuma eroaa pannukakkusortumasta siinä, että se leviää vaakasuunnassa ja se perustuu kaatumiseen eikä putoamiseen. Dominosortuma tosin voi levitä joko kaatumissuunnassa tai sen vastakkaisessa suunnassa.

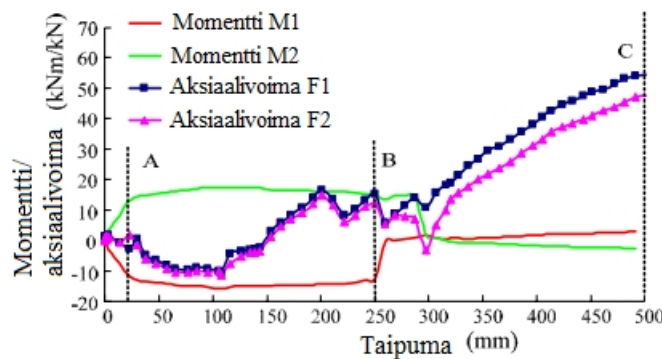
2.2.3. Epästabiliteettiluokka

Tähän luokkaan Starossek U. sisällyttää vain yhden sortumatyyppin. Epästabiliteettityyppisessä sortumassa jäykistävä rakenneosa sortuu. Tämän seurauksena sen lähistöllä olevat puristuksessa olevat pystyrakenteet menettävät vaakajäykistyksensä, eli niiden nurjahduspituus kasvaa, mikä johtaa niiden sortumiseen nurjahduksen, lomahduksen, tai muun stabiliteetin menetyksensä vuoksi. Näiden pystyrakenteiden sortuminen aiheuttaa muiden jäykistävien rakenneosien sortumisen, mikä puolestaan johtaa toisten pystyrakenteiden sortumiseen. Tämän tyyppisessä tapahtumassa sortuma leviää pääasiassa stabiliteetin menetyksen vaikutuksesta, eikä uudenlaisten voimien vaikutuksesta, mikä erottaa sen muista jatkuvan sortuman tyypeistä.

[5, s. 23, 14–27]

2.3 Teräsbetonipalkin toiminta pilarin menetyksen jälkeen

Li, et al. tutkimuksessa [9] simuloitiin pilarin menetystilanne kuormittamalla koe-palkkia. Palkki oli jäykästi kiinni betonipilareissa molemmista päistään. Kuormana käytettiin pistekuormaa siinä kohdassa, jossa menetetty pilari sijaitsi. Kuvassa 2-2 esitetään mittaustulokset palkin toisesta päästä (M1 ja F1) ja menetetyn pilarin kohdalta (M2 ja F2) taipuman funktiona.

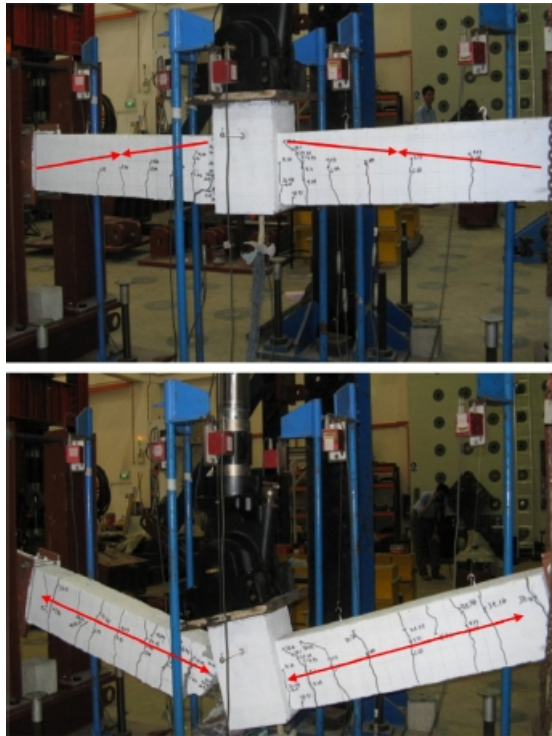


Kuva 2-2. Palkin momentti ja aksiaalivoima taipuman kasvaessa. [9, s. 8]

Palkin toiminta kuormia siirtävänä rakenneosana voidaan tämän kuvaajan perusteella jakaa kolmeen vaiheeseen. Ensimmäinen vaihe (väli 0 mm – A) kuvaa palkin toimintaa tavanomaisissa kuormitustilanteissa. Taipumat ovat pieniä, palkin taivutusmomentti kasvaa taipuman kasvaessa suunnilleen lineaarisesti ja aksiaalivoima pysyy pienenä. Palkki siirtää kuormia taivutuksen avulla. Tämän vaiheen lopussa palkin päätyihin ja menetetyn pilarin molemmille puolille alkaa syntyä plastiset nivelet. Toisessa vaiheessa (väli A – B) kuormituksen kasvaessa plastisiin niveliin syntyy suuri kiertymä momentin pysyessä lähes vakiona. Palkkiin syntyy puristava aksiaalivoima, joka taipuman kasvaessa muuttuu vedoksi. Palkki kantaa tässä vaiheessa vielä pääosin taivutuksella, mutta aksiaalivoima alkaa osallistua kuormansiirtoperiaatteen. Tässä vaiheessa palkin taipuma kasvaa huomattavasti palkin tavalliseen taipumaan verrattuna.

Kolmannessa vaiheessa (väli B – C) plastisten nivelten momenttikapasiteetti pienenee huomattavasti, joten taivutusmomentit muuttuvat pieniksi. Tämä aiheuttaa merkittävän kasvun palkin taipumassa. Palkkiin muodostuu köysirakenne, eli se ottaa kuormituksen vastaan vedolla. Tämä vaatii suurta taipumaa, jotta vedolle voi syntyä tarpeeksi suuri voimakomponentti vertikaalisessa suunnassa. Palkissa esiintyvä veto-voima ja palkin taipuma kasvavat kunnes palkki menettää kantokykynsä kokonaan ja romahtaa pisteessä C.

[9, s. 8]



Kuva 2-3. Palkin käyttäytyminen taipuman kasvaessa pilarin menetyksen jälkeen, jos palkilla on riittävä jatkuvuus ja sitkeys. [12, s. 98]

Edellisen kuvan ylempi osa kuvaa palkkia, joka on vaiheessa A – B. Halkeamat ovat korostettu, ja niiden sijainnista voidaan päätellä missä vetojännitykset ovat suuria. Kuvan ylemmässä osassa palkissa kulkee puristava voima kaarimaisesti, kun taas palkin alaosassa kulkee vetovoima. Alemmassa osassa palkin taipuma on suurempi ja siihen on muodostunut köysirakenne. Mikään osa poikkileikkauksesta ei ole puristuksessa, minkä voi päätellä siitä, että halkeamat kulkevat palkin alapinnalta yläpinnalle asti. Tämä palkki on eri tutkimuksesta kuin se palkki, josta kuvan 2-2 rasi-tukset mitattiin. Tämän palkin staattinen malli on tukiehdoiltaan ja kuormitustaval-taan samanlainen, mutta palkin poikkileikkausmitat ja palkin pituus ovat vähän eri-laiset. [12]

2.4 Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi

2.4.1. Epäsuorat menetelmät

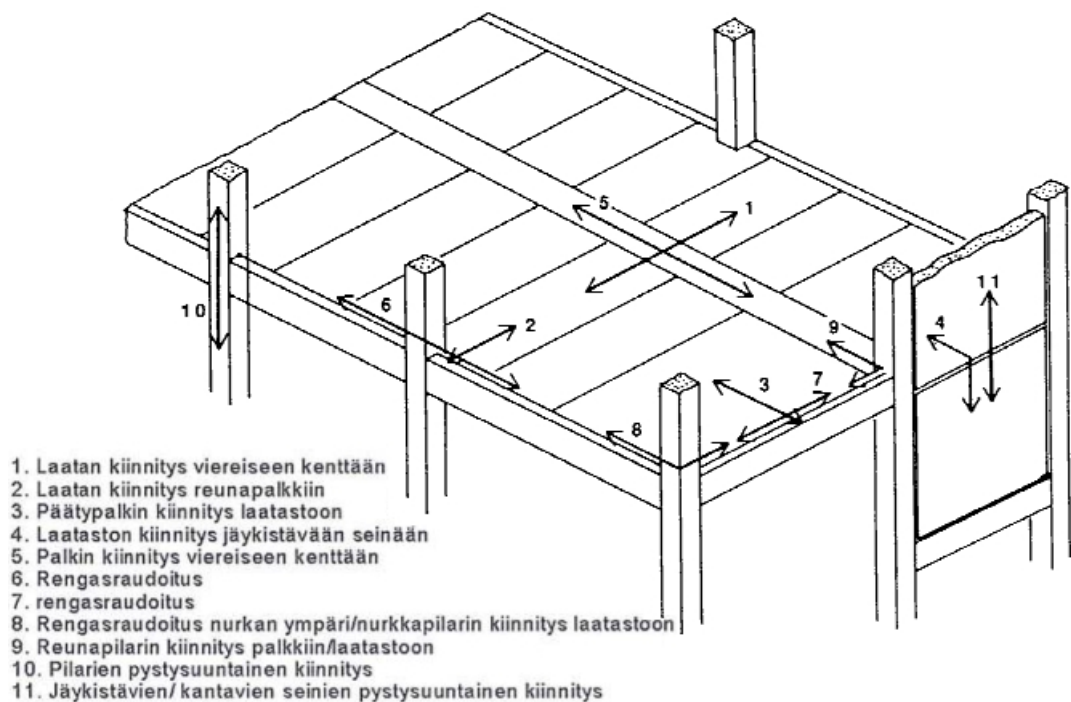
Jatkuvan sortuman estämistä tai rajoittamista varten on kehitetty sekä epäsuoria me-netelmiä, että suoria menetelmiä. Epäsuorissa menetelmissä jatkuva sortuma on otettu huomioon ilman tarkkoja laskelmia siitä, miten rakenne käyttäytyy onnetto-muustilanteessa. Epäsuorissa menetelmissä pyritään siihen, että rakenteilla on tar-peeksi lujuutta, jatkuvuutta ja sitkeyttä. Jos minimivaatimukset näiden kriteerien osalta saavutetaan, jatkuva sortuma voidaan katsoa huomioduksi.

[6, s. 4; 4. s.39–43]

2.4.1.1. Sidevoimamenetelmä eurokoodissa

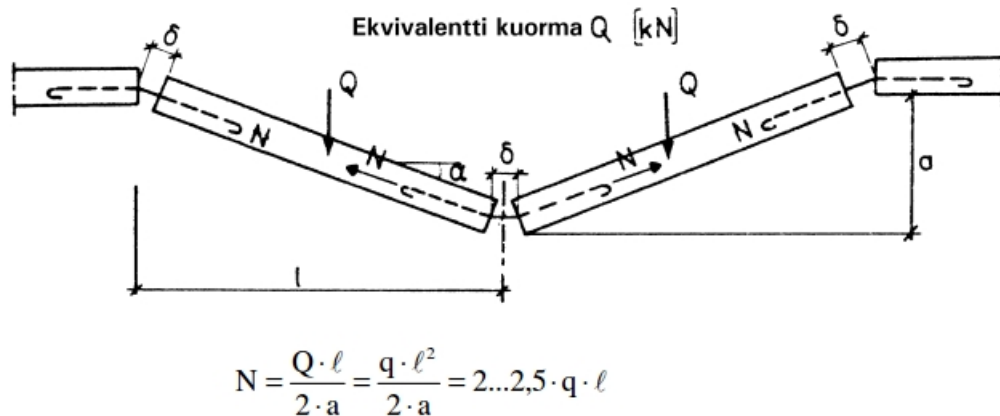
Eurokoodi antaa normissa EN 1991-1-7 liitteessä A opastavat määräykset rakennuksen suunnitteluun määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamisen varalta. Tämä on esimerkki epäsuorasta menetelmästä jatkuvan sortuman estämiseen. Suomen kansallisessa liitteessä tosin todetaan, että Suomessa ei käytetä EN 1991-1-7 liitettä A. Sen sijaan, Suomen kansallinen liite esittää vastaavat määräykset joita käytetään Suomessa. Tämä menetelmä kuitenkin perustuu samoihin yleisiin periaatteisiin. [2, s. 52; 3, s. 12–23]

Kyseisen menetelmän mukaan talon elementit pitää kiinnittää toisiinsa terässiteillä. Rengasraudoitukset kulkevat laataston ulkoreunoja pitkin koko laataston ympäri. Laataston suuntaiset raudoitukset kiinnittävät laataston sen ympärillä oleviin palkkeihin, laatastoihin, seiniin tai pilareihin. Näiden raudoitusten lisäksi pystyrakenteissa kulkee pystysuuntaisia raudoituksia elementtien välillä. Nämä raudoitukset muodostavat kolmiulotteisen sidejärjestelmän, jonka tarkoitus on parantaa rakenteiden jatkuvuutta ja muodostaa uudenlaisia kuormansiirtoreittejä onnettomuustapauksissa. [1, s. 19]



Kuva 2-4. Rakennuksen rungon sidejärjestelmä. [1, s. 19]

Pilarin tai kantavan seinän menetyksen jälkeen laatasto on syntyy suuria taivutusmomentteja. Jos laataston taivutuskapasiteetti ylittyy, ja plastisten nivelten kiertämiskyky ylittyy, laatasto muodostaa köysirakenteen. Köysirakenteen toiminta perustuu vetoon. [1, s. 10]

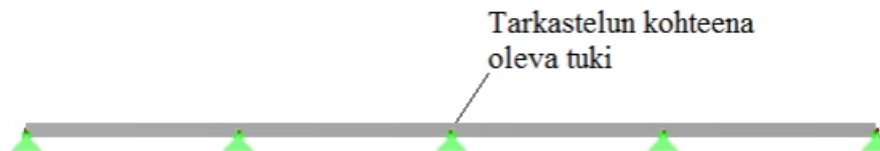


Kuva 2-5. Korvaavan rakennesysteemin köysimalli. [1, s. 10]

Yllä olevassa kuvassa on esitetty köysirakenne, mutta siitä ei ilmene tarpeeksi havainnollisesti köysirakenteessa esiintyvät taipumat ja voimat. Tästä syystä on perusteltua vertailla köysirakenteessa esiintyviä taipumia ja voimia tavanomaisessa mitoitustilanteessa esiintyviin taipumiin ja voimiin.

L/250 on usein käytetty arvo suurimmalle sallitulle taipumalle, kun laatta tai palkki mitoitetaan käyttörajatilassa. Kahdeksan metrin jännevälillä omaavalle palkille tämä vastaa 32 mm taipumaa. Köysirakenteen yhteydessä taipuma voi olla esimerkiksi väliltä L/5–L/4, mikä vastaisi 8 metrin palkille 1800 mm taipumaa.

Köysirakenteen taipuma on siis tavallisen palkin taipumaa oleellisesti suurempi. On kuitenkin syytä huomata, että tämä taipuma tapahtuisi pilarin menetyksen yhteydessä kahden jännevälillä yli.



Kuva 2-6. Jatkuva 4-aukkoinen teräsbetonipalkki.

Köysirakenteessa esiintyvien voimien vertailemiseksi otaksukaamme jatkuva 4-aukkoinen suorakulmainen teräsbetonipalkki (C30/37), joka on poikkileikkausmitoiltaan 300mm x 550mm (kts. kuva 2-6). Kyseisen palkin jännevälit ovat 8 metriä, ja siihen kohdistuu 35 kN/m pysyvä kuorma, ja 17.5 kN/m muuttuva kuorma jokaiselle jännevälille. Murtorajatilassa mitoitettuna Eurokoodin 1992-1-1 mukaisesti keskimmaiselle tuelle tarvitaan palkin yläpinnalle vetoraidoitukseksi 1705 mm² raudoitusta, olettaen että raudoituksen ominaislujuus on 500 MPa. Kyseinen määrä raudoitusta myötäilee ominaislujuusarvoa käyttäen vetovoimalla 852 kN.

Jos kyseisen tuen pilari menetetään, ja palkki muodostaa köysirakenteen, raudoituksen pitää ottaa vastaan yllä esitetty kuorma. Tällä kertaa kuormitusyhdistelmänä käytetään onnettomuustapauksen kuormitusyhdistelmää, joka esitetään luvussa 4.2. Käytetään yhdistelykertoimena asuin- ja toimistotiloissa käytettävää arvoa

$\psi_2 = 0.3$. Oletetaan taipumaksi betoninormikortin mukainen arvo. Tällöin raudoitusten tulee ottaa vastaan seuraavanlainen vetovoima:

$$N = 2.25 * \left(1.0 * \frac{37.5 \text{ kN}}{m} + 0.3 * \frac{17.5 \text{ kN}}{m} \right) * 8m = 769.5 \text{ kN}$$

Tämä voima on samaa suuruusluokkaa kuin taivutusmitoituksen vaatima vetovoima, mutta se pätee vain silloin, kun rakenteen kiihtyvyydeksi oletetaan nolla. Todellisuudessa köysirakenteen muodostuessa on mukana dynaamisia vaikutuksia, joiden takia raudoitusten tulee ottaa enemmän vetovoimaa, kuin yllä oleva laskelma antaa ymmärtää. Nämä dynaamiset vaikutukset voidaan staattisessa laskennassa ottaa huomioon kertomalla voiman suuruus dynaamisella kertoimella. Linearisessa analyysissä dynaamisen kertoimen teoreettinen maksimiarvo on 2,0 useimmille rakenteille. [20, s. 56–58] Tällä kertoimella köysirakenteen vaatima vetovoima on melkein kaksinkertainen taivutuksella toimivaan palkkiin verrattuna. Dynaamisen kertoimen todellinen arvo riippuu rakenteen geometriasta ja materiaaleista.

Murtorajatilassa mitoitettut vetoteräksiset tuen kohdalla eivät siis todennäköisesti ole riittäviä köysirakenteen muodostamiseksi. Lisäksi tulee huomata, että nämä raudoitukset ovat palkin yläpinnan lähellä, mikä on huono sijainti köysirakenteen raudoituksille. Lisäksi köysirakenteen muodostuminen ei ole itsestäänselvyys, vaan suunnittelussa on varmistettava, että palkin kiertymiskyky on riittävä köysirakenteen saavuttamiseksi. Eräs riski on se, että raudoitukset murtuvat ennen kuin palkki saavuttaa köysirakenteen vaatiman suuren taipuman. Tämä vaakavoima kohdistuu kuvan 2-5 mukaisesti myös viereisille rakenteille, joiden tulee kestää tämä vaakakuorma.

Sideterästen mitoituksessa tulee ensin valita vaurioituneen rakenteen korvaava rakennesysteemi. Sen jälkeen valitaan raudoituksen määrä alustavasti ja lasketaan sen ottama maksimivoima ja sitä vastaava muodonmuutos. Muuttunut rakenne analysoidaan köysirakenteena, jossa liitosten väliset raudoitukset ottavat kuormat vastaan vedettyinä. Siirtymäksi on sallittua valita arvo väliltä $0,2L \dots 0,25L$, missä L on pienempi alkuperäisistä jänneväleistä. [1, s. 9]

Vaaka- ja pystysiteiden mitoitus riippuu rakennuksen seuraamusluokasta. Seuraamusluokan 3a rakennuksissa rengas- ja sisäpuoliset vaakasiteet mitoitetaan Suomen kansallisen liitteen mukaan tällä kaavalla, mutta vain jos vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo g_k on vähintään 2 kN/m^2 . Kaava antaa voiman, jonka siteiden pitää kestää vedettynä onnettomuusrajatilassa. [3, s. 17–18]

$$T_i = \frac{F_t * 0,8 * (g_k + \sum \Psi_i * q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} * \frac{z}{5 \text{ m}} * s \quad (1)$$

missä

T_i on voima, jonka siteiden pitää kestää vedettynä onnettomuusrajatilassa

F_t on 48 kN/m tai $(16 + 2,1 * n_s)$ kN/m sen mukaan, kumpi on pienempi

g_k on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo

Ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

q_k on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo

z on köysirakenteen koko jänneväli jaettuna kahdella

s on sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisättynä etäisyytenä rakenteen reunaan

n_s on rakennuksen kerrosten lukumäärä [3, s. 17-18]

Voiman T_i pitää kuitenkin olla vähintään $F_t * s$. Seuraamusluokassa 2 vaakasiteiden mitoitukselle on annettu yksinkertaisempi kaava, joka riippuu vain vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvosta ja edellä mainitusta muuttujasta s . [3, s. 16-18]

Sovelletaan yllä olevaa kaavaa edellä mainitun esimerkkirakenteen vaadittujen sidevoimien ratkaisemiseksi. Oletetaan kerrosten lukumääräksi 16 tai enemmän. Palkkeja oletetaan olevan seitsemän metrin jaolla, kuten edellisessä laskelmassa oletettiin.

$$T_i = \frac{48 \text{ kN/m}^2 * 0,8 * (1,0 * 5 \text{ kN/m}^2 + 0,3 * 2,5 \text{ kN/m}^2)}{6 \text{ kN/m}^2} * \frac{8 \text{ m}}{5 \text{ m}} * 7 \text{ m} = 412 \text{ kN}$$

Eurokoodin kansallisen liitteen mitoituskaavalla saadaan siis vaadittaviksi sidevoimiksi oleellisesti pienempi arvo kuin betoninormikortin kaavalla.

2.4.2. Suorat menetelmät

2.4.2.1. Avainasemassa oleva rakenneos

Jos kantavan pystyrakenteen (esim. pilarin tai seinän) menetyksen seurauksena sortuman laajuus ylittäisi alaluvussa 2.1 esitetyn maksimilaajuuden, tulee kyseinen pystyrakenne eurokoodin mukaan mitoittaa avainasemassa olevana rakenneosana. Tätä menetelmää on mielekästä käyttää tilanteessa, jossa alkusortuman leviäminen ei ole (teknisistä, taloudellisista, tai muista syistä) estettävissä esimerkiksi vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä. Rakenneosan mitoittaminen avainasemassa perustuu siis alkusortuman todennäköisyyden vähentämiseen, eikä sen seuraamusten vähentämiseen. Avainasemassa oleva rakenneos mitoitetään kestävänsä $A_d = 50$ kN vaakakuorman, joka sijoitetaan joka kerroksen puoliväliin, kuitenkin vain yksi kerros kerrallaan. Kantavan seinän tapauksessa tämä kuorma jaetaan kolmen metrin leveydelle

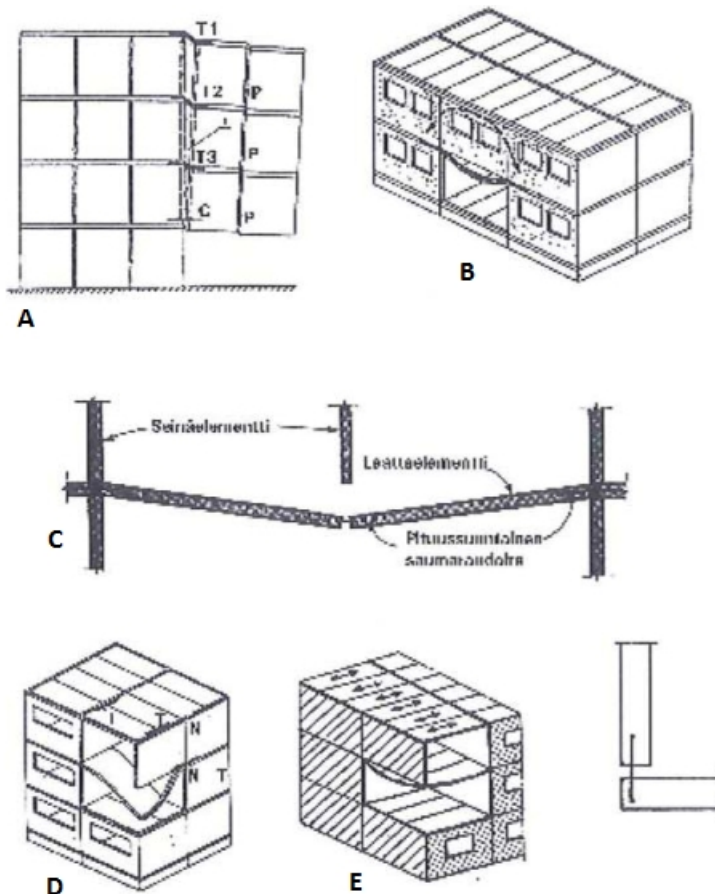
viivakuormaksi. Tämä oletettu onnettomuuskuorma katsotaan kohdistuvan rakenteesseen samanaikaisesti muiden onnettomuuskuormayhdistelmään kuuluvien kuormien, kuten omapainon ja hyötykuorman kanssa. Myös avainasemassa olevan rakenneosan liitokset pitää mitoittaa kestävänsä tätä kuormitustilannetta. Kuormalla A_d otetaan huomioon määrittelemättömästä syystä aiheutuvat onnettomuustilanteet. Ennakoitavissa olevat onnettomuustilanteet, kuten törmäykset ja räjähdykset otetaan huomioon käyttämällä SFS-EN 1991-1-7 ja sen kansallisen liitteen mukaisia onnettomuuskuormia. Kuorman A_d ei kuitenkaan katsota vaikuttavan samanaikaisesti ennakoitavissa olevien onnettomuustilanteiden kuormien kanssa. [1, s. 7]

NIST ja muut yhdysvaltalaiset lähteet käyttävät termiä "specific local resistance" (erityinen paikallinen kestävyys, SLR), joka tarkoittaa tiettyjen rakenneosien suunnittelua niin, että ne kestävät tietyt onnettomuustilanteet sortumatta. Rakenteen mitoittaminen avainasemassa olevana rakenneosana on SLR:n mukainen menetelmä. SLR on NIST:n mukaan usein ainoa järkevä menetelmä rakennuksen mitoittamiselle jatkuvaa sortumaa varten olemassa olevien rakennusten uudistamisprojekteissa. Vanhan rakennuksen saattaminen jatkuvan sortuman kannalta rakennusnormin mukaiseksi muilla menetelmillä on usein vähemmän kustannustehokasta. SLR-menetelmän soveltaminen on erityisesti hyödyllistä tärkeimmille tai onnettomuuksille alttiimmille rakenneosille, kuten rakennuksen ulkoreunan pilareille. Sitä soveltamalla voidaan esimerkiksi pienentää todennäköisyyttä, että kaksi vierekkäistä pilaria vaurioituvat samanaikaisesti. [4, s. 47]

2.4.2.2. Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Eräs suora menetelmä jatkuvan sortuman estämiselle on rakenteiden suunnittelu niin, että alkusortuman tapahtuessa kuormat voivat kulkea jotain uutta reittiä pitkin perustuksiin asti. Tämä menetelmä siis perustuu alkusortuman aiheuttamien seuraamusten vähentämiseen. Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien käyttö jatkuvan sortuman estämisen menetelmänä on mainittu eurokoodissa, mutta eurokoodi ei anna mitään ohjeita sen käyttöön liittyen. [2, s. 26, 76, 78]

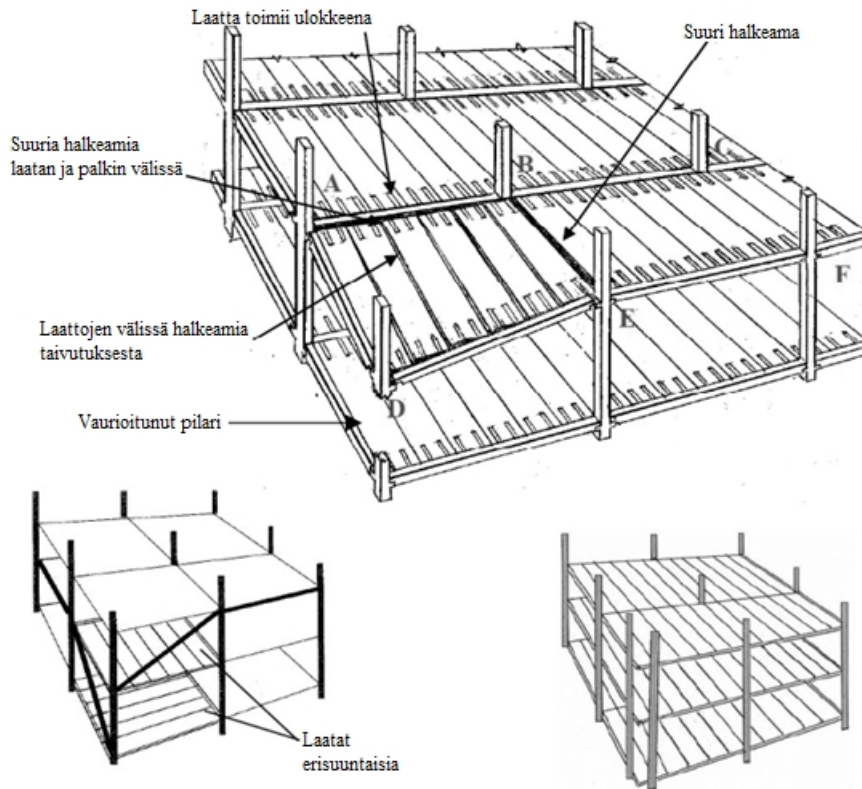
Seuraavaksi esitetään eräitä käyttökelpoisia periaatteita vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien luomiseen.



Kuva 2-7. Esimerkkejä mahdollisista korvaavista rakennesysteemeistä. [1, s. 11]

Yllä oleva kuva esittää esimerkkejä korvaavista rakennesysteemeistä. Kuvassa A seinäelementit toimivat ulokkeena menetettyään tukensa. Seinäelementit voivat toimia erillisinä ulokepalkkeina tai yhtenäisenä kokonaisuutena, jos niiden välinen raudoitus on siihen riittävä. Raudoitusten riittäessä myös vierekkäiset elementit voivat toimia yhtenäisenä, jolloin ulokerakenne voi kuvan mukaisesti olla usean seinäelementin korkuinen. Kuvassa B seinäelementti on menettänyt tukensa alapuolelta, mutta se toimii onnettomuustilanteessa palkkina. Tämä edellyttää riittävää raudoitusta elementtien välillä vaakasuunnassa. Kuvassa C seinäelementti on menetetty, ja sille tukeutuneet tasot ovat muodostaneet ns. köysirakenteen. Laatat toimivat alun perin taivutettuina rakenteina, mutta onnettomuustapauksessa niiden toiminta perustuu vetoon. Tämän vaihtoehtoisen rakennesysteemin toiminta edellyttää riittäviä vaakasiteitä laatoissa. Kuvassa D rakennuksen nurkasta on menetetty kolme kantavaa ulkoseinää. Yksi kulmaan jäänyt seinä toimii ulokkeena, ottaen vastaan yläpohjan laataston kuormat. Yksi välipohja on menettänyt tukensa, mutta ei putoa alas, koska se on kiinnitetty riittävän hyvin muihin rakenteisiin, ja se sisältää riittävän määrän laataston ympäri kulkevia rengasteräksiä. Tämän välipohjan putoaminen on riskitekijä pannukakkutyypin sortuman syntymiseen. Kuva E esittää muuten samanlaista tilannetta, mutta laatasto on kiinnitetty raudoituksella sen yllä olevaan

seinäelementtiin, mikä estää sen putoamisen. Vaihtoehtoisille kuormansiirtoreiteille on tyypillistä, että ne aiheuttavat sellaisia vaakakuormia, joita rakennukseen ei tavallisten kuormitustapausten yhteydessä kohdistu. Tämä pitää paikkansa jokaisessa yllä esitetystä esimerkistä. Rakenteet tulee siis mitoittaa onnettomuustilanteessa kestämään näitä vaakakuormia. [1, s. 11–12]



Kuva 2-8. Esimerkkejä mahdollisista korvaavista rakennesysteemeistä nurkkapilarin vaurioituessa [Muokattu lähteestä 1, s. 12]

Nurkkapilarin vaurioituminen on jatkuvan sortuman estämisen kannalta haastava tapahtuma. Nurkassa ei voi katsoa syntyvän köysirakennetta, vaan vaihtoehtoiselle kuormansiirtoreitille on löydettävä jokin muu ratkaisu. Jos laattaelementit on kiinnitetty toisiinsa riittävillä vaakasiteillä, voi olla mahdollista estää välipohjan sortuminen siten, että laatta toimii ulokkeena. Toinen vaihtoehto on diagonaalisten sauvojen käyttö, jolloin laatasto ei menetä tukeaan nurkkapilarin vaurioitumisen seurauksena. Myös kahden nurkkapilarin käyttö on mahdollinen ratkaisu. Tällöin toisen pilarin vaurioituminen ei aiheuta jatkuvaa sortumaa, jos toinen pilari on kapasiteetiltaan riittävä kantamaan sille kohdistuvat kuormitukset onnettomuustilanteessa. [1, s. 12] Nämä pilarit ovat lähellä toisiaan, mikä toisaalta mahdollistaa sen, että ne molemmat vaurioituvat samanaikaisesti saman tapahtuman (esim. törmäyksen tai räjähdysten) seurauksena.

Vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä voidaan luoda myös epätavanomaisilla ratkaisuilla. Eräs esimerkki tällaisesta ratkaisusta on Alrudainin (2011) esittämä rakenne, jossa rakennuksen ylimmässä kerroksessa on koko kerroksen korkuinen teräsristikko,

johon kaikki rakennuksen pystyrakenteet liittyvät yläpäästään. Jos mikä tahansa pystyrakenne menetetään, vaurion yllä oleva pystyrakenne siihen liittyvine välipohjiin roikkuu teräsristikosta, joka jakaa kuormat lähimmille pilareille tai kantaville seinille. Tämä ratkaisu vaatii pystyrakenteilta tarpeeksi vetokapasiteettia, että ne kykenevät roikkumaan ristikosta. Betonirakenteiden tapauksessa tämä voidaan saavuttaa riittävällä raudoituksella. [22]

2.5 Suunnitteluperiaatteita jatkuvan sortuman estämiseksi

On olemassa yleisiä periaatteita, joita noudattamalla rakennesuunnittelija voi vähentää jatkuvan sortuman riskiä. Näiden kaikkien menetelmien noudattaminen ei aina ole mahdollista, johtuen muun muassa niiden aiheuttamasta kustannusvaikutuksesta. Näiden periaatteiden noudattaminen kuitenkin johtaa turvallisempiin rakennuksiin, joten niiden soveltaminen mahdollisuuksien mukaan kannattaa. Näiden periaatteiden tunteminen on myös hyödyllistä arvioitaessa olemassa olevan rakennuksen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa.

Pilarien sijoittaminen lähekkäin voi parantaa rakenteiden kykyä jakaa kuormia toisille rakenteille onnettomuustilanteessa. Myös sekundääripalkkien sijoittamisella lähekkäin voi olla samanlainen vaikutus. Rakennuksen ulommaisiet pilarit kannattaa sijoittaa jonkin verran ulkoseinästä sisäpuolelle, jolloin ulkoseinä suojaa niitä törmäyksiltä tai muilta rakennukseen ulkoapäin kohdistuvilta riskitekijöiltä. Tällöin välipohjat rakennuksen ulkoreunalla toimivat ulokkeellisina rakenteina.

[4, s. 55]

Sortuman mahdollisuus mihin tahansa suuntaan tulee ottaa huomioon. Jatkuvan sortuman kannalta ei siis ole suositeltavaa olettaa rakenteen toimivan tasomaisena kehänä vaan kolmiulotteisena. Voimien keskittymistä aiheuttavia epäjatkuvuuksia kannattaa välttää rakenteessa. Säännöllinen ja symmetrinen rakenne on tyypillisesti parempi kuormien jakamisen kannalta. Lisäksi epäkeskiset rakenneratkaisut voivat johtaa suuriin taivutusmomentteihin tilanteessa, jossa kuorma kasvaa. Yhtenäiset, usean jännevälin yli kulkevat palkit johtavat parempaan jatkuvuuteen yksiaukkoisiin palkkeihin verrattuna. Jatkuvien palkkien käyttö johtaa pienempiin taipumiin ja parempaan kuormien jakautumiseen jos jokin pilari menetetään. Pitkittäissuunnassa pitkä seinistä ja kuiluista koostuva ydin on tehokas keino sekä rakennuksen jäykistämiseen että vaihtoehtoisten kuormareittien muodostamiseen. [4, s. 55]

Sortuman jatkuminen vaakasuunnassa voidaan estää jakamalla rakenne itsenäisesti toimiviin rakenteellisiin kokonaisuuksiin. Tällöin jos jatkuva sortuma lähtee liikkeelle, sen laajuus rajoittuu yhteen rakennuksen osaan eikä koko rakennukseen. Tämä on hyödyllinen menetelmä erityisesti matalissa, mutta horisontaalisessa suunnassa laajoissa rakennuksissa. Korkeissa rakennuksissa korostuu tarve estää jatkuvan

sortuman leviäminen pystysuunnassa. Tämän saavuttamisessa rakennuksen jakaminen osiin ei auta, mutta ajatusta voi kuitenkin soveltaa rakentamalla eräät välipohjat muita välipohjia vahvemmiksi. Tällöin ne mahdollisesti kestävät putoavista rakennosista johtuvat dynaamiset kuormat pysäyttäen sortuman jatkumisen alaspäin. [4, s. 56]

Jatkuvan sortuman estäminen tulee ottaa huomioon myös rakennuksen perustusten suunnittelussa. Onnettomuustilanteessa pilarin alapäässä saattaa vaikuttaa suurempi momentti kuin murtorajatilassa, mikä tulee ottaa liitoksen suunnittelussa huomioon. Pilarin menetys kasvattaa ympärillä olevien pilareiden kautta tulevia kuormia. Leveämpien anturoiden käyttö vähentää maanpainetta. Paksummat anturat ovat parempia lävistysmurren kestämissä kannalta. Lisäksi anturoiden sitominen toisiinsa vaakasuunnassa parantaa kuormien uudelleenjakautumista. [4, s. 56]

Teräsbetonipalkkien suunnittelussa on suositeltavaa, että palkin taivutusmurto tulee vastaan ennen leikkausmurtoa. Palkissa tulee olla jatkuvat raudoitukset sekä veto- että puristuspuolella ja niitä ei pitäisi limittää liitosalueilla eikä keskellä jännettä. Hakaraudoituksen sijoittelu tiheästi parantaa teräsbetonirakenteen sitkeyttä ja kapasiteettia leikkaukselle ja väännölle. Hakaraudoitusten päädyt kannattaa taivuttaa koukkumaisiksi pitkittäisen raudoituksen ympäri. Tavallista ankkurointipituutta pidempien ankkurointien käyttö on suositeltavaa. Liitokset kannattaa suunnitella palkkia vahvemmiksi. Onnettomuustilanteissa on tyypillistä, että palkeille kohdistuu vääntömomenteja. Tavallista suurempien poikkileikkausten käyttö parantaa vääntökapasiteettia, joten suurempien poikkileikkausten käyttö on jatkuvan sortuman estämisen puolesta kannattavaa. [4, s. 57-58]

Teräsbetonipilareihin pätee raudoitusten suunnittelun kannalta samat periaatteet, kuin on edellä mainittu. Lisäksi pilareissa hakaraudoitukset pitäisi asentaa myös liitosalueille. Jotta palkkiin voi syntyä onnettomuustilanteessa plastinen nivel, pilari pitää suunnitella kestävänsä enemmän momenttia kuin mitä palkki voi pilarille siirtää. Etenkin tilanteessa, jossa menetetään nurkkapilari, pitää huomioida viereisiin pilareihin kohdistuvat suuret taivutusmomentit ja aksiaaliset voimat. [4, s. 58]

Teräsbetonilaattoihin kannattaa asentaa jatkuvat raudoitukset molemmille pinnoille ja molempiin suuntiin. Jos laatatassa on raudoituksia molempiin suuntiin, laatta voi vielä toimia toiseen suuntaan kantavana vaikka yksi tuki menetettäisiin. Limityksiä ei saa tehdä keskijänteellä eikä laatan päädyissä. Rakenteen jatkuvuus paranee, jos laatta valetaan yhtenäiseksi rakenteeksi palkkien kanssa. Laatta ja sen liitokset tulee suunnitella kestävänsä myös tavallista kuormitusta vastakkaiseen suuntaan kohdistuvia kuormia, joita voi esiintyä esimerkiksi räjähdysten yhteydessä. Suuremman raudoitusmäärän käyttö laatatassa mahdollistaa myös sen, että pilarin menetyksen yhteydessä laatta voi jakaa kuormia palkin kanssa paremmin. [4, s. 58]

Teräsbetoniseinien suunnittelussa pitäisi laittaa aukkojen (esim. ovi- tai ikkuna-aukkojen) ympärille lisäraudoitusta, jotta seinä voi toimia ulokkeena siinä tapauksessa, että aukon kummalla tahansa puolella oleva seinä menetetään. Seinien ja laattojen liitosalueella tulee myös varmistua, että laatta on kiinnitetty tarpeeksi hyvin seinään. Laatta pitää kiinnittää sen yläpuolella olevaan seinään raudoituksella siten, että menetettäessä alempana oleva seinä, laatta tukeutuu ylempään seinään roikkomalla raudoituksen varassa. [4, s. 58]

2.6 Rakennusten seuraamusluokat onnettomuustilanteissa eurokoodin mukaan

Standardin SFS-EN 1991-1-7 Suomen kansallinen liite jakaa rakennukset viiteen eri luokkaan kerrosten määrästä, rakennuksen koosta, käyttötarkoituksesta, tai muista rakenteellisista ominaisuuksista riippuen. Rakennuksissa, joissa jatkuva sortuma aiheuttaisi erityisen pahat seuraukset tai joissa jatkuvan sortuman riskin on katsottu olevan verrattain suuri, tulee kiinnittää erityistä huomiota jatkuvan sortuman estämiseen. Rakennusten luokittelu eri seuraamusluokkiin perustuu tähän ajatukseen. [3, s. 13-15]

Taulukko 2-1: Rakennusten jaottelu seuraamusluokkiin onnettomuusrajatilassa. [3, s. 14]

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta ¹⁾ tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m
2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
3a	9-15 kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan

¹⁾ Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

Seuraamusluokan 1 rakennuksille ei tarvitse tehdä mitään erityistä tarkastelua määrittelemättömistä syistä aiheutuvien onnettomuuskuormien varalta. Tämä pätee kuitenkin sillä edellytyksellä, että rakennus on muuten suunniteltu ja rakennettu eurokoodistandardien mukaisesti. Seuraamusluokan 2a rakennuksissa pitää lisäksi käyttää vaakasiteitä tai vaakarakenteet ankkuroidaan seiniin. Seuraamusluokan 2b rakennuksille on annettu kaksi vaihtoehtoista menetelmää. Suunnittelija voi käyttää epäsuoraa menetelmää käyttämällä vaaka- ja pystysiteitä, tai suoraa menetelmää olettamalla mikä tahansa pilari, pilaria tukeva palkki, tai kantavan seinän lohko menetetyksi. Jos rakennus ei tällöin menetä stabiliteettiaan eikä paikallinen vaurio ylitä tämän diplomityön alaluvussa 2.1 esitettyä hyväksyttäviä rajoja, rakennus voidaan katsoa hyväksyttäväksi jatkuvan sortuman estämisen kannalta. Jos hyväksyttävä raja ylittyy jonkin rakenneosan poistamisen seurauksena, pitää kyseinen rakenneosa mitoittaa avainasemassa olevana rakenneosana. Seuraamusluokan 3a rakennuksille on annettu samat vaatimukset. Seuraamusluokan 3b rakennuksien suunnittelun yhteydessä tulee suorittaa järjestelmällinen riskinarviointi. Riskianalyysissä otetaan huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet. Epäsuora menetelmä ei ole tämän seuraamusluokan rakennuksille riittävä menetelmä, vaan edellä mainittu suora menetelmä on kansallisen liitteen suosituksen mukaan tehtävä riskianalyysin tuloksista riippumatta. [3, s. 14-15]

2.7 Onnettomuusrajan kuormitusyhdistelmät eurokoodissa

Eurokoodin standardin EN 1990 mukaan rakenteet tulee mitoittaa kestävänsä onnettomuuskuormia. Standardin EN 1991-1-7 mukaan jatkuvaa sortumaa vastaan mitoitaminen katsotaan onnettomuusmitoitustilanteeksi. Täten jatkuvaa sortumaa vastaan mitoitettaessa käytetään seuraavanlaisia kuormitusyhdistelmiä. [2, 3, 11]

Taulukko 2-2. Onnettomuuskuormien tai maanjäristyskuormien yhdistelmissä käytettävät kuormien mitoitusarvot. [11, s. 6]

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määrittävä onnettomuuskuorma tai maanjärjestyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11a/b)	$G_{k,j, sup}$	$G_{k,j, inf}$	A_d	$\psi_{1,i} Q_{k,i}^{(**)}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Maanjärjestys ^(***) (Yht. 6.12a/b)	$G_{k,j, sup}$	$G_{k,j, inf}$	γA_{Ek} tai A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.

(**) Pääasiallisen kuorman ollessa jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma käytetään kuitenkin arvoa $\psi_{2,1}$.

(***) Maanjärjestysmitoitusta sovelletaan vain tilaajan niin edellyttäessä. Katso myös standardia SFS-EN 1998-1.

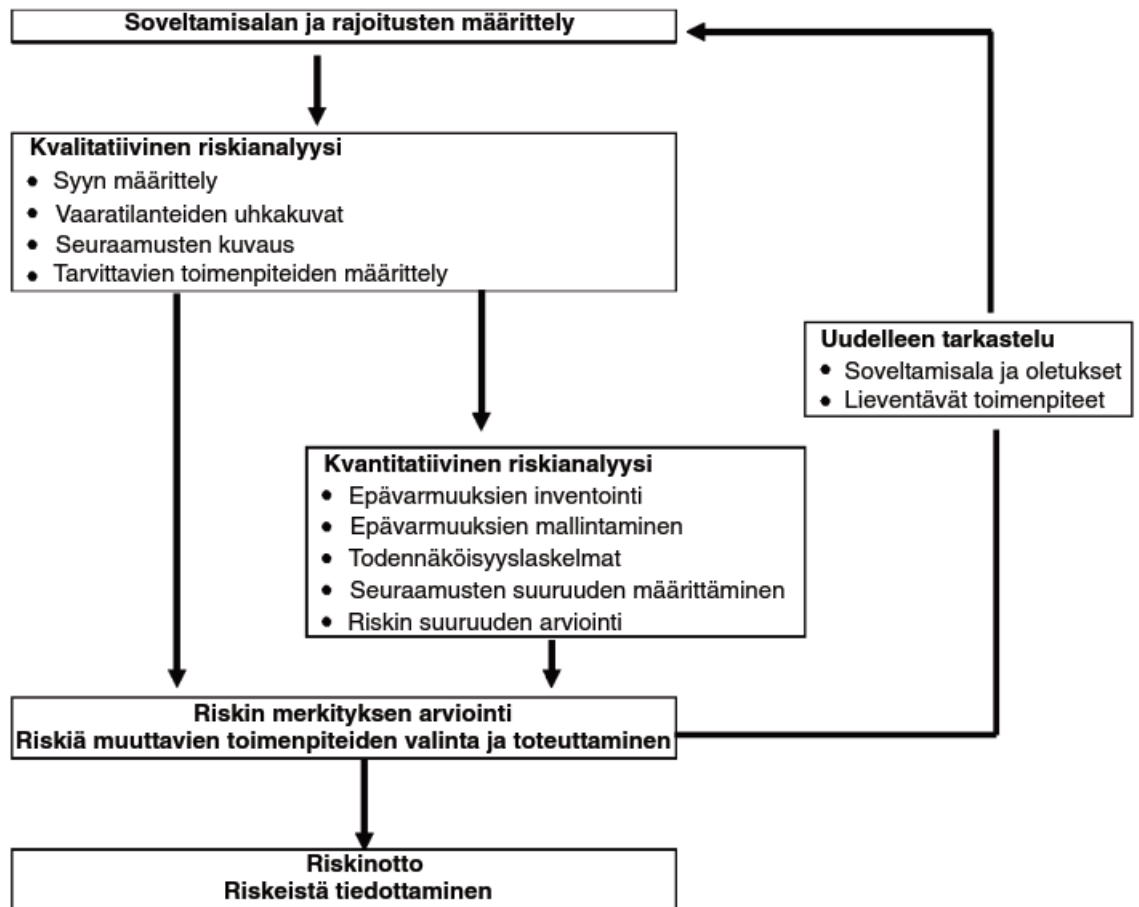
Onnettomuusmitoituksessa pysyviä kuormia käytetään suoraan mitoituskuormina ilman osavarmuuskertoimia. Kuormitusyhdistelmässä on yksi määräävä onnettomuuskuorma A_d . Tämä voi olla esim. avainasemassa olevalle rakenneosalle 50 kN vaakavoima, tai ennakoitaville onnettomuuksille esimerkiksi törmäys- tai räjähdyskuorma. Lisäksi muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (kuten hyöty-, tuuli- ja lumikuormat) otetaan huomioon käyttämällä EN 1990 Suomen kansallisen liitteen taulukon A1.1 yhdistelykertoimia. Ei siis oleteta, että onnettomuuden aikana ovat samanaikaisesti voimassa suuret muuttuvat kuormat, koska sen on otaksuttu olevan epätodennäköistä.

2.8 Riskinarviointi

2.8.1. Riskinarviointi eurokoodissa

Järjestelmällinen riskinarviointi täytyy tehdä, jos rakennus kuuluu seuraamusluokkaan 3b. [3, s. 15] Kun uusi monikerroksinen rakennusrunko rakennetaan olemassa olevan talorungon päälle, uudistetussa rakennuksessa on usein suuri määrä kerroksia,

joten se voi kuulua myös korkeaan seuraamusluokkaan. Järjestelmällisen riskianalyysin suorittaminen on siis tarpeellista monille tämänlaisille rakennuskohteille.



Kuva 2-9. Riskianalyysin yleiskatsaus [2, s. 66]

Riskianalyysi lähtee liikkeelle sen soveltamisalan kuvauksesta. Kohde, tausta, ja riskinarvioinnin tavoitteet pitää kuvata täysin. Kaikki olosuhteet, joilla on merkitystä analyysin kohteen toiminnan kannalta, määritellään yksityiskohtaisesti, ja kaikki riskianalyysin yhteydessä tehdyt oletukset kirjataan. Näiden alustavien toimenpiteiden jälkeen riskinarvioinnissa suoritetaan kvalitatiivinen, ja mikäli tarpeellista ja käytännöllistä, myös kvantitatiivinen analyysi. Kvalitatiivisessa analyysissä pyritään tunnistamaan kaikki vaaratilanteet ja niitä vastaavat vaaran uhkakuvat. Tämän analyysin suorittamiseen on kehitetty useita eri menetelmiä, kuten Process Hazards Analysis, poikkeamatarkastelu, vikapuu, tapahtumapuu, päätöspuu, ja kausaaliverkot. Eurokoodi mainitsee seuraavien tekijöiden olevan esimerkkejä mahdollisista vaaratilojen aiheuttajista. [2, s. 68]

- normaalisti vaikuttavien kuormien suuret arvot
- virheiden tai ennalta arvaamattoman materiaalin heikentymisestä johtuvat kestävyyksien pienet arvot
- ympäristöolosuhteiden poikkeaminen siitä, mitä suunnittelussa on oletettu
- onnettomuuskuormat (tulipalo, räjähdys, tulva, törmäys, maanjäristys)
- ennakoimattomat onnettomuuskuormat [2, s. 68]

Kvalitatiivisessa analyysissä tulee ottaa huomioon rakenteen odotettavissa olevat tai tunnetut muuttuvat kuormat, rakenteen ympäristö, ja rakenteen tarkastussuunnitelma. Lisäksi rakenteen suunnitteluperiaate, yksityiskohtien suunnittelu, käytetyt rakennusmateriaalit ja vaurioitumiselle alttiit kohdat ovat tekijöitä, jotka voivat vaikuttaa vaaratilanteen syntyyn. Huomioon otetaan myös tunnistetun vaaratilanteen aiheuttamat seuraamukset. [2, s. 70]

Kvantitatiivisen analyysin tavoite on kaikkien epätoivottavien tapahtumien ja niiden seuraamusten todennäköisyyksien arvioiminen. Kvantitatiivisessa analyysissä tehdyt arviot todennäköisyyksistä ovat useimmiten luonteeltaan ainakin osittain subjektiivisia, joten arvioidut todennäköisyydet voivat poiketa merkittävästi todellisista vaurioitumistodennäköisyyksistä. Laskelmissa olevat mahdolliset epävarmuudet pitää käsitellä perusteellisesti. Riskinarvioinnin kvantitatiivisessa osassa tulee ottaa huomioon esimerkiksi riskianalyysin tavoite ja tehtävät päätökset, analyysin aiemmassa vaiheessa tehdyt rajoitukset, täsmällisen tai oleellisen tiedon saatavuus ja epätoivottavien tapahtumien seuraamukset. Kun analyysin tulokset ovat käytettävissä, tulee tarkastaa uudestaan ne oletukset, joihin analyysi perustuu. Lisäksi pitää arvioida, kuinka herkkä analyysin tulos on siinä käytettyjen tekijöiden pienille muutoksille. [2, s. 70]

Vakava	X				
Suuri	X				
Keskinkertainen		X			
Pieni			X		
Hyvin pieni				X	
seuraamus					
todennäköisyys	0,00001	0,0001	0,001	0,01	> 0,1
X merkitsee suurimpia hyväksyttäviä riskitasoja.					

Kuva 2-10. Kvantitatiivisen riskianalyysin tulosten mahdollinen esittämiskaavio.
[Muokattu lähteestä 2, s. 72]

Yllä on esimerkki mahdollisesta tavasta esittää kvantitatiivisen riskianalyysin tulokset. Pienille seuraamuksille voidaan sallia suurempi todennäköisyys kuin suurille seuraamuksille.

Kun riskitaso (seuraamukset ja niiden todennäköisyydet) on selvitetty, päätetään, käytetäänkö toimenpiteitä, joilla on riskitasoa vähentävä vaikutus. Jos riskitason katsotaan olevan liian suuri, sitä tulee vähentää "as low as reasonably practicable"-periaatetta käyttäen, eli riskit pienennetään kohtuudella toteutettavissa olevalle tasolle. [2, s. 74] Eurokoodi antaa esimerkkejä mahdollisista riskiä vähentävistä toimenpiteistä. Vaaran poistaminen tai sen todennäköisyyden vähentäminen on usein mahdollista tekemällä muutoksia suunnitelmiin. Vaaratilanteilta voi myös välttyä muuttamalla perusratkaisuja tai rajoittamalla tilojen käyttöä. Myös valvontatoimenpiteet, kuten tarkastukset, varoitusjärjestelmät tai seurantalaitteet voivat vähentää riskiä. Riskitasoa voidaan vähentää myös rakenteellisilla ratkaisuilla, kuten lisäämällä lujuuutta tai vaurionsietokykyä, lisäämällä vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä tai parantamalla rakenteen säilyvyyttä. Riskianalyysi tulee suorittaa uudestaan valitujen lieventävien toimenpiteiden kanssa, kunnes riskitaso on saatu riittävän alhaiseksi. [2, s. 76]

2.8.2. Rakennuksen riskianalyysi

Rakennuksen riskitaso jatkuvalle sortumalle voidaan arvioida seuraavan kaavan avulla: [23; 2, s. 80]

$$Kokonaisriski = \Sigma P(H) * P(D|H) * P(S|D) * C(S) \quad (2)$$

missä

$P(x)$ on todennäköisyys $[0, 1]$, että sulkujen sisällä oleva asia tapahtuu

$P(x|y)$ on todennäköisyys, että x tapahtuu, olettaen, että y on jo tapahtunut

H (engl. hazard) on uhka (kuten tulipalo, räjähdys, tai ajoneuvon törmäys)

D (engl. damage) on paikallinen vaurio

S (engl. failure scenario) on rakenteiden sortuminen

$C(S)$ on sortumien aiheuttamat seuraamukset

Tämä summa on tarkoitus laskea ottaen huomioon kaikki mahdolliset uhkakuvat, vauriot, ja sortumatilanteet. Riskitaso lasketaan jonkin ennalta määrätyn aikavälin yli, kuten esimerkiksi rakennuksen suunnittelukäyttöä yli (tyypillisesti 50 tai 100 vuotta). Vaihtoehtoisesti riskitaso voidaan laskea vuosittaisena riskinä jolloin se lasketaan vain yhden vuoden ajanjaksolle. Tekijä $C(S)$, joka ottaa huomioon sortumien aiheuttamat seuraamukset, voidaan myös jättää pois, jos pyritään laskemaan todennäköisyydet erikseen erilaisille seuraamuksille, kuten edellä esitetystä kuvassa 2-9.

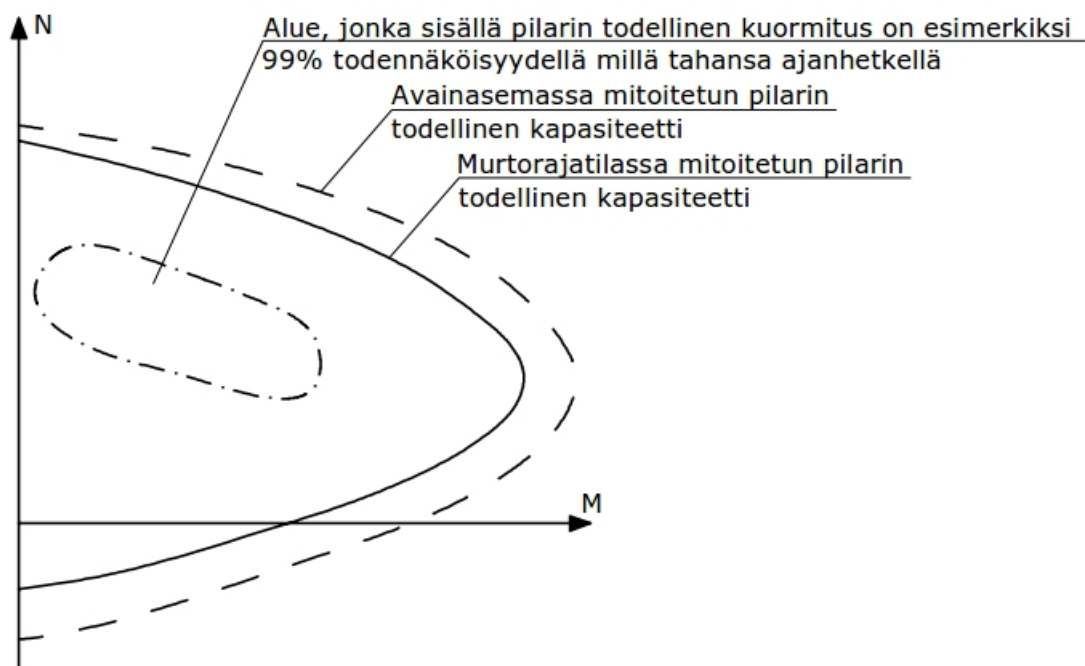
Tällöin otetaan muuttujan S kohdalla huomioon vain kyseisen seuraamuksen vaka-
vuuden mukaiset tapahtumat. [23, s. 79–80]

Tämän menetelmän soveltaminen antaa merkityksellisiä tuloksia vain, jos käytössä on riittävän hyvät menetelmät, joilla yllä mainitut tekijät voidaan määritellä. Tämä vaatii hyviä tilastotietoja rakennusten alttiudesta eri uhille, rakenteiden käyttäytymisestä eri uhkien kohdistuessa rakennukseen ja seuraamuksista, joihin eri uhkatilanteet voivat johtaa. [23, s. 79] Käytännössä riittävän tarkkojen arvojen määrittelyminen yllä olevaan kaavaan on haastavaa, mutta se pitäisi kuitenkin tehdä, koska eurokoodi vaatii CC3b-seuraamusluokan rakennuksille riskianalyysia.

Izzuddinin, et al. tutkimuksessa [23] suoritetaan edellä esitetty riskianalyysi monikerroksiselle toimistorakennukselle. Tutkimus käsittelee tilannetta, jossa mikä tahansa pilari rakennuksen ulkoseinältä menettää kuormankantokyvyn. Uhiksi on oletettu räjähdys, tulipalo, tai inhimillinen virhe. Näiden uhkien todennäköisyydet eli $P(H)$ on oletettu. Lisäksi on oletettu, että $P(D|H) = 0,1$, eli uhkatilanteen tapahtuessa on oletettu olevan 10 % todennäköisyys, että syntyy paikallinen vaurio, eli tässä tapauksessa pilarin poisto. Tutkimus keskittyy selvittämään todennäköisyyttä $P(S|D)$, eli todennäköisyyttä, että tapahtuu sortuma, olettaen että jokin paikallinen vaurio (pilarin poisto) on jo tapahtunut. Tutkimuksessa mallinnettiin esimerkkirakennuksen rakenteita, ja monet kapasiteettiin vaikuttavat tekijät kuten materiaaalilujuudet ja raudituksen poikkileikkauspinta-ala valittiin satunnaisesti log-normaalijakauman mukaan. Näiden suureiden keskiarvot ja variaatiokertoimet valittiin JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Coden ja eräiden saksalaisten tutkimusten mukaisesti. Tutkimuksessa oletettiin sortuman tapahtuneen, jos suurin dynaaminen taipuma tai kiertymä ylittää rajan, joka useimmiten määräytyy liitosten suurimman mahdollisen kiertymän perusteella. Näiden oletusten perusteella tutkimuksessa suoritetaan todennäköisyystarkastelu, jonka tuloksena on, että teräsbetonilaatan 2 % raudoitussuhteella saadaan vähennettyä sortuman todennäköisyyttä merkittävästi verrattuna Eurokoodi EN 1994-1-1:n määrittelemään 0,84 % vähimmäisraudoitussuhteeseen. [23, s. 80–85] Kyseisen tutkimuksen esittämä menetelmä on yksi mahdollinen tapa suorittaa kvantitatiivinen riskianalyysi rakennukselle.

2.8.3. Avainasemassa mitoittamisen vaikutus riskitasoon

Kun rakenneosaa mitoitetaan avainasemassa olevana rakenneosana, tavoitteena on kasvattaa todennäköisyyttä, että kyseinen rakenneosaa säilyy käyttökelpoisena onnettomuustilanteessa. [2, s. 26] Kyseisen menetelmän on siis tarkoitus vähentää todennäköisyyttä $P(D|H)$, mikä johtaa rakennuksen riskitason vähenemiseen. Seuraavaksi esitetään mahdollinen menetelmä, jolla voidaan arvioida avainasemassa mitoittamisen vaikutuksen teräsbetonipilarin vaurioitumistodennäköisyyteen.



Kuva 2-11. Periaatekuva teräsbetonipilarin kapasiteetista ja kuormituksesta.

Yllä olevassa kuvassa on esitetty jonkin teräsbetonipilarin kapasiteetti mitoitettuna murtorajatilassa ja sitten avainasemassa. Tässä tapauksessa avainasemassa mitoittaminen on määräävämpi kuin murtorajatilassa mitoittaminen, joten teräsbetonipilariin on lisätty raudoitusta ja mahdollisesti suurennettu poikkileikkausmittoja. On myös mahdollista, etenkin jos pilarille kohdistuvat kuormitukset ovat suuria, että murtorajatila on mitoittamisen kannalta määräävämpi, jolloin avainasemassa mitoittaminen ei edellytä pilarin kapasiteetin kasvattamista. Tällöin pilarin tulee olla suuri, jotta se kykenee kantamaan sille kohdistuvia tavanomaisia kuormitustilanteita, ja suuren koon takia sen vaurioituminen onnettomuustilanteessa on vähemmän todennäköistä kuin se olisi pienemmälle pilarille.

Jotta vaurioitumistodennäköisyys voidaan määritellä, kaikille kapasiteettiin vaikuttaville tekijöille, kuten materiaalilujuuksille, raudoituksen pinta-alalle ja etäisyydelle pilarin pinnasta tulee määritellä jokin todennäköisyysjakauma, joka vastaa mahdollisimman hyvin todellisuutta, kuten tehtiin Izzuddinin, et al. tutkimuksessa [23]. Tämä johtaa siihen, että pilarin kapasiteetti ei ole yksi käyrä, vaan sille voidaan löytää todennäköisyysjakauma.

Lisäksi tulee määrittää todennäköisyysjakaumat asioille, jotka vaikuttavat pilarin kuormitukseen. Näitä tekijöitä ovat esimerkiksi hyötykuorman, lumikuorman ja tuuli-
likuorman suuruus sekä epävarmuus omapainon suuruudessa. Näiden tekijöiden avulla voidaan löytää todennäköisyysjakauma pilarin kuormitustapauksille satunnaisesti valittuina ajanhetkinä.

Izzudinin, et al. tutkimuksessa [23] uhan (räjähdys, tulipalo, inhimillinen virhe) suuruuteen ei oteta kantaa, sillä tutkimuksessa tutkitaan tapausta, jossa pilari on oletettu vaurioituneeksi. Määritettäessä todennäköisyyttä $P(D|H)$ uhan suuruus on pakko ottaa huomioon, koska sillä on oleellinen vaikutus siihen, vaurioituuko pilari. Tämä tarkoittaa sitä, että jokaisen eri uhan suuruudelle tulee määrittää todennäköisyysjakauma, josta voidaan johtaa kyseisen uhan vaikutus pilariin. Esimerkiksi räjähdys pilarin läheisyydessä aiheuttaa pilarille lisää taivutusmomenttia, ja lisätyn taivutusmomentin suuruus riippuu räjähdysten suuruudesta ja etäisyydestä pilariin. Pilarin läheisyydessä tapahtuva tulipalo vähentää pilarin kapasiteettia vähentämällä raudoitusten lujuutta. Kuinka paljon pilarin kapasiteetti vähenee, riippuu tulipalon kestosta ja lämpötilasta. Tulipalon vaikutusten huomioiminen edellyttää siis tulipalon vaikutusten mallintamista. Tulosten luotettavuuden kannalta on oleellista että tulipalo mallinnetaan mahdollisemman todenmukaisesti. Tämä voitaisiin saavuttaa esimerkiksi käyttämällä lämpötila-aika-käyriä, joissa ilman lämpötila ja tulipalon kesto perustuvat todellisiin mittauksiin.

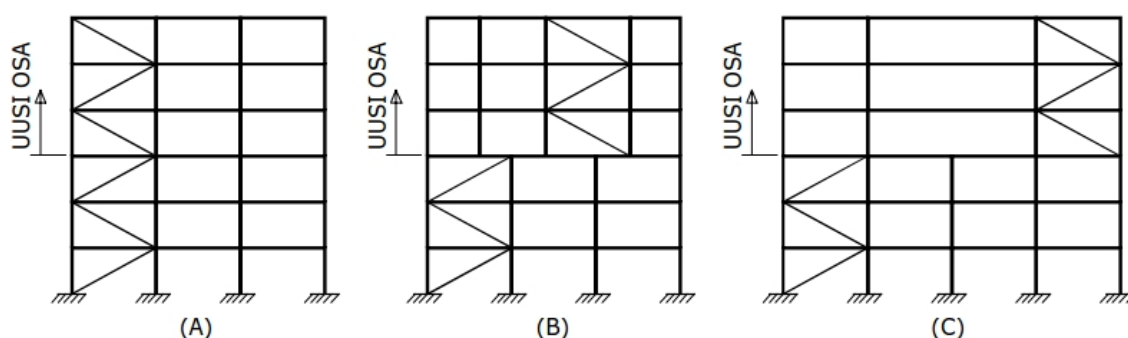
Kun kaikki pilarin kapasiteetin, kuormituksen, ja uhan suuruuteen vaikuttavien tekijöiden todennäköisyysjakaumat on määritelty, on periaatteessa mahdollista ratkaista esimerkiksi pilarin vuosittainen vaurioitumistodennäköisyys eli $P(D|H)$. Tämä voidaan ratkaista erikseen sekä murtorajatilassa mitoitettulle pilarille että avainasemassa mitoitettulle pilarille. Tuloksia vertaamalla selviää, kuinka suuri vaikutus avainasemassa mitoittamisella on tämän pilarin vaurioitumistodennäköisyyteen. Kyseistä laskelmaa ei kuitenkaan suoriteta tämän diplomityön yhteydessä.

3 Jatkuvan sortuman huomioiminen laajennettaessa vanhaa rakennusta ylöspäin

Kun rakennusta laajennetaan lisäämällä uusia kerroksia vanhojen kerrosten päälle, rakennesuunnittelijan on perusteltua jakaa rakennus mielessään kolmeen eri alueeseen, joissa jatkuvan sortuman mahdollisesti aiheuttava alkusortuma voi tapahtua. Nämä alueet ovat rakennuksen vanhat rakenteet, rakennuksen uudet rakenteet ja niiden rajapinta.

Vanhojen rakenteiden yhteydessä tulee huomioida, että ne on ehkä suunniteltu aikana, jolloin jatkuvaa sortumaa ei vielä erityisesti ajateltu suunnittelukriteerinä. Tällöin, jos käytetään vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmää, pitää selvittää rakenteiden vaurionsietokyvyn kannalta tärkeät ominaisuudet kuten kiertymiskyky ja vetokapasiteetti rakenneosille ja liitoksille, jotka ovat mahdollisesti alun perin suunniteltu ottamatta näitä asioita huomioon. Sitkeys ja jatkuvuus ovat kuitenkin jo pitkään olleet suunnittelun tavoitteita, joten on olemassa realistinen mahdollisuus, että vanhalla rakenteella on riittävä sitkeys ja kiertymiskyky jatkuvan sortuman estämiseksi. Lisäksi, vaikka vanha rakennus olisikin suunniteltu sellaisen standardin mukaan, jossa jatkuva sortuma otetaan huomioon, kerroksien lisääminen saattaa nostaa rakennuksen seuraamusluokkaa, joten se ei ehkä toteutakaan eurokoodin vaatimuksia korkeammalle seuraamusluokalle.

Kuten tavanomaisessa uudisrakentamisessa, rakennuksen uusi osa suunnitellaan toteuttamaan eurokoodin määräykset jatkuvan sortuman osalta (esim. sidevoimat, tai mahdollisesti tarkempi selvitys mikäli rakennus on seuraamusluokaltaan vaativimmassa kategoriassa). Tulee kuitenkin huomioida, että alkusortuman tapahtuessa rakennuksen uudessa osassa se aiheuttaa voimasuureissa muutoksia myös vanhalla alueella ja alueiden rajapinnalla.



Kuva 3-1. Mahdollisia eroja vanhan osan ja uuden osan rakennejärjestelmissä.

Rakennuksen uuden ja vanhan alueen välinen rajapinta on jatkuvan sortuman kannalta alue, johon kannattaa kiinnittää erityistä huomiota. Jos uusi rakennus noudattaa rakennejärjestelmältään samaa järjestelmää kuin olemassa olevakin rakennus (kuten yllä olevan kuvan tilanteessa A), tällöin niiden rajapinta ei aiheuta jatkuvan sortuman kannalta mitään erityistä haastetta sen lisäksi, että rakenteille pitää järjestää riit-

tävä jatkuvuus. Tilanne on haasteellisempi, jos uuden rakennuksen rakennejärjestelmä on erilainen kuin vanhan rakennuksen. Tämä on tyypillistä, koska vanha rakennus voi olla rakennettu kauan sitten käyttäen ratkaisuja, jotka eivät enää ole yleisesti käytössä uudisrakentamisessa. Nykypäivänä teräsbetonirunkoisten rakennusten uudisrakentamisessa suositaan useimmiten elementtirakenteita, kun taas menneisyydessä rakennusrunkoja toteutettiin yleisesti kokonaan paikallavalettuina. Tämä ero rakennustekniikassa voi johtaa erilaisiin runkoratkaisuihin rakennuksen vanhan ja uuden osan välillä. Uuden rakennusosan käyttötarkoitus voi erota vanhan osan käyttötarkoituksesta, mikä voi myös aiheuttaa eroja rakennuksen osien rakennejärjestelmissä.

Kuvan 3-1 tilanteessa B rakennuksen uudella alueella pystyrakenteet ovat sijoitettu tiheämmin kuin vanhalla alueella. Tämä tilanne on lähtökohtaisesti jatkuvan sortuman kannalta epäedullinen, koska kuormitus siirtyy suuremmalta määrältä rakenneosia pienemmälle määrälle rakenneosia, mikä vähentää kantavien rakenteiden mahdollisuuksia muodostaa vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Osa pystyrakenteista saattaa osua vanhojen pystyrakenteiden päälle, mutta väistämättä osa niistä ei osu vanhojen pystyrakenteiden päälle. Eräs ratkaisu tähän ongelmaan on uusien pystyrakenteiden rakentaminen perustuksiin saakka, mikä kuitenkin aiheuttaisi huomattavia kustannuksia ja rakennuksen vanhalle alueelle tulisi mahdollisesti ei-toivottuja seiniä ja pilareita. Jos uusilta pystyrakenteilta rakennuksen vanhalla alueella halutaan välttyä, rakennuksen uuden osan pystyrakenteiden kuormat tulee siirtää vaakarakenteilla vanhan osan pystyrakenteille. Uuden osan ollessa monikerroksinen, nämä pystykuormat ovat tyypillisesti yhdellä pilarilla monen meganewtonin suuruusluokkaa, joten niiden kuormien ottaminen vastaan taivutuksella ja leikkauksella vaatii suuria palkkeja rajapinnalla.

Jos vanhalla alueella oletetaan pilari poistetuksi rajapinnan alapuolelta, rajapinnan palkin jänneväli kasvaa oleellisesti, ja sen pitäisi kestää joko palkkina tai köysirakenteena. Jotta se kestäisi palkkina, se pitäisi todennäköisesti mitoittaa niin, että sen käyttöaste tavallisessa kuormitustapauksessa olisi hyvin pieni, mikä on epätaloudellinen ratkaisu. Köysirakenne olisi taloudellisempi ratkaisu, mutta sen muodostuminen poistaisi tuen ainakin kahdelta rakennuksen uuden osan pilarilta tai seinältä.

Tässä tapauksessa rakennuksen uudessa osassa pitäisi syntyä köysirakenne, joka on kolmen jännevälin pituinen tavallisen kahden jännevälin sijaan, mikä johtaisi suurempiin vetovoimiin. Ottaen kolmas ulottuvuus huomioon, köysirakenne voi muodostua myös toiseen suuntaan, jolloin sen pituus olisi kaksi jänneväliä. Tämä mahdollisuus on tosin riippuvainen rakennuksen geometriasta. Jos kaikilla jänneväleillä on sama kantosuunta ja tukipintoja ei ole toisella puolella, niin köysirakenne ei voi syntyä toisensuuntaisesti.

Jos yllä olevan kuvan tilanteen B rakennuksesta poistaa rakennuksen uuden osan alimmaisista pilareista keskimmäisen, se johtaa tilanteeseen, jossa rajapinnalla ole-

vaan palkkiin kohdistuvat kuormitukset muuttuvat oleellisesti. Kyseinen palkki menettäisi suurimman osan sille kohdistuvasta kuormasta keskimmaisella jännevälillä, kun taas kuormitus sen reunimmaisilla jänneväleillä kasvaisi. Tämä voi johtaa esimerkiksi taivutusmomentin merkin muuttumiseen keskimmaisella jännevälillä, mikä on ongelma, jos kyseinen jänneväli on suunniteltu vain positiiviselle taivutukselle. Suunnittelussa tulee siis ottaa huomioon se mahdollisuus, että pilarin vaurioituminen rakennuksen uudella tai vanhalla alueella saattaa aiheuttaa epätavallisia kuormitustilanteita rajapinnan vaakarakenteille.

Yllä olevan kuvan tilanteessa C rakennuksen uudella alueella pystyrakenteet ovat sijoitettu harvemmin kuin vanhalla alueella. Tässä tilanteessa on mahdollista sijoittaa uudet pystyrakenteet suoraan vanhojen pystyrakenteiden päälle niin, että rajapinnalla ei tarvita suuria vaakarakenteita. Pidemmät jännevälit rakennuksen uudessa osassa tosin johtavat köysirakenteissa suurempiin vaakavoimiin, mikä altistaa jäykistävät rakenteet suuremmille rasituksille. Uuden alueen kuormitus keskittyy täysin niille pilareille, joihin se tukeutuu, eli vanhan alueen pystyrakenteisiin syntyy tilanne, jossa jotkin pystyrakenteet ovat selvästi enemmän kuormitettuja kuin muut. Nämä enemmän kuormitetut pystyrakenteet ovat korostetun tärkeitä rakennuksen kokonaisstabiileetin kannalta, sillä ne kannattelevat sekä rakennuksen vanhaa, että uutta osaa. Rakennuksen kuormat välittyvät perustuksiin tilanteeseen A verrattuna pienemmän pystyrakennemäärän kautta, mikä on jatkuvan sortuman vastustamisen kannalta epäedullista. On todennäköistä, että näitä pystyrakenteita joudutaan vahvistamaan. Kyseisten pystyrakenteiden tärkeydestä johtuen niiden kapasiteetti tulisi tarkistaa niin, että ne kestävät onnettomuuskuormia, jotka niille mahdollisesti kohdistuvat, kuten törmäyskuormat, räjähdyspaineet, ja mitoitus avainasemassa.

3.1 NIST:n suositukset olemassa oleville rakennuksille

NIST:n julkaisussa sanotaan seuraavanlaisesti epäsuorien menetelmien käytöstä olemassa oleviin rakennuksiin:

"Epäsuoran menetelmän soveltamisesta kaikenlaisiin olemassa oleviin rakenteisiin muodostuu nopeasti valtaisa tehtävä. Määräävien sääntöjen kehittäminen jatkuvan sortuman estämiseksi jokaiselle mahdolliselle rakennejärjestelmälle olisi kohtuutoman suuri työ." [4, s. 42]

NIST siis suosii suoria menetelmiä vanhojen rakennusten tapauksessa. Olemassa olevan rakennuksen laajentamisprojektissa tulee varmistua vanhan rakennuksen kyvystä estää jatkuva sortuma ja tarvittaessa vahvistaa rakenteita, jos vanha rakennus todetaan jatkuvan sortuman estämisen kannalta puutteelliseksi.

3.1.1. Huomioita olemassa olevan rakennuksen vahvistamisesta jatkuvaa sortumaa vastaan

Olemassa olevan rakennuksen rakenneosia ja liitoksia voidaan vahvistaa alkusortuman todennäköisyyden vähentämiseksi. Tiettyjen rakenneosien ja liitosten kapasiteetin ja sitkeyden parantaminen tekee rakennuksesta kestävämmän joko ennakoituja tai ennakoimattomia uhkia vastaan. Esimerkiksi kohtuullisella vauhdilla törmäävien ajoneuvojen törmäykset ja suhteellisen pienet räjähdysketjut ovat uhkia, joiden tuhoilta voidaan välttyä vahvistamistoimenpiteillä, jotka ovat kustannustasoltaan järkeviä. Lähtökohtaisesti on tärkeintä pyrkiä estämään alkusortuman syntyminen, sen sijaan että yrittäisi pysäyttää jo alkaneen sortuman. [4, s. 64–65]

Monet käytössä olevat menetelmät rakenteiden kestävyysparantamiseen maanjäristystilanteissa ovat myös hyviä menetelmiä rakenteiden parantamiseen jatkuvan sortuman estämisen kannalta, sillä ne usein parantavat rakenteiden kapasiteettia ja sitkeyttä. Eräs tällaisista menetelmistä on pilareiden manttelointi. Rakenteiden todennäköiset vauriomekanismit tulee kuitenkin ottaa huomioon, kun selvitetään mitä paikkoja kannattaa vahvistaa. Olemassa olevia rakenteita voidaan vahvistaa niin, että ne kestävät ennakoitavissa olevat riskitekijät. Näitä tekijöitä ei jokaisessa tapauksessa ole helppo määrittää, mutta joidenkin rakenteiden kohdalla se voidaan tehdä. Esimerkiksi rakennuksen ulkoseinän maan tasolla olevat kantavat rakenteet kuten pilarit ja kantavat seinät ovat alttiita ajoneuvojen törmäyksille. Lisäksi, jos talossa on kaasuputkia, joiden sijainti ja koko tunnetaan, voidaan niiden lähistöllä olevat rakenteet vahvistaa kestäväksi mahdollisen räjähdysketjun. [4, s. 65]

Useimmiten rakennukseen kohdistuvia riskitekijöitä ei tunneta hyvin etukäteen. Tällöin rakennuksesta pitää tunnistaa rakenneosat ja liitokset, jotka ovat tärkeimpiä rakennuksen kokonaisstabiiliteetin kannalta, ja vahvistaa niitä rakenteita ennakoimattomia uhkatekijöitä varten. Esimerkiksi, vanhasta rakennuksesta voidaan tunnistaa tiettyjä rakenneosia, joilla on erityisen huono kyky kestää minkäänlaisia epätavallisia kuormitustilanteita. Tämänlainen rakenne voi olla vaikka betonielementtien väliset liitokset, joissa ei ole tarpeeksi raudoitusta sitomassa elementtejä toisiinsa. Tällaisessa tapauksessa voidaan päättää, että kaikki puutteellisiksi havaitut rakenneosat tai liitokset vahvistetaan onnettomuustilannetta varten, vaikka mitään tiettyä ennakoitua onnettomuustilannetta ei olekaan tunnistettu. [4, s. 65–66]

Olemassa oleva rakennejärjestelmä aiheuttaa usein rajoituksia sille, minkälaisia vahvistuksia rakenteille on mahdollista tehdä. Nämä rajoitukset voivat johtua muun muassa olemassa olevasta rakennuksen geometriasta, tilarajoituksista tai ulkonäkötekijöistä. Useissa tapauksissa on vaikeaa kehittää rakennedetaljeja, jotka vahvistavat olemassa olevien rakenteiden liitoksia käytännöllisellä tavalla. Rakennuksen rakenteelliselle toiminnalle kriittiset rakenneosat ovat usein saavuttamattomissa, tai

vahvistusten asentaminen on tilan puutteesta johtuen epäkäytännöllistä. Olemassa oleva rakennus voi poiketa jossain määrin siitä, miten se on alun perin suunniteltu. Lisäksi, rakennuksen kunto huononee ajan kuluessa, esimerkiksi betonin karbonatisoitumisen tai muiden ajasta riippuvien tekijöiden seurauksena. Rakennuksen kuntoa sekä rakenteiden ja suunnitelmien yhdenmukaisuutta voidaan arvioida paikan päällä tehdyillä tutkimuksilla, mutta täyttä varmuutta näistä tekijöistä ei käytännössä voida saavuttaa. Nämä tekijät lisäävät epävarmuutta arvioidessa olemassa olevan rakennuksen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Jos olemassa olevan rakennuksen kantavia rakenteita tai niiden liitoksia ei syystä tai toisesta voida vahvistaa, rakennesuunnittelijan tulee pyrkiä keksimään muita keinoja rakennuksen vaurionsietokyvyn parantamiselle. Esimerkki toisenlaisesta keinosta on uusien pilareiden tai palkkien lisääminen, jolloin kuormat voivat kulkea uudenlaisia reittejä pitkin. Joka tapauksessa rakennesuunnittelijan tulee olemassa olevan rakennuksen uudistamisprojektin alkuvaiheissa määritellä, onko olemassa olevan rakennuksen kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa mahdollista saattaa normien mukaiseksi ratkaisuilla, jotka ovat teknisesti ja taloudellisesti kohtuullisia. [4, s. 66]

Paikalliset vahvistukset, etenkin liitosten osalta, voivat parantaa koko rakennejärjestelmän kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Monissa teräsrakenteissa palkkipilariliitokset on suunniteltu nivelellisinä, ja rakennuksen vaakajäykistyksestä vastaa diagonaaliset terässauvat, jotka on sijoitettu vain tiettyihin paikkoihin. Näiden nivelellisten liitosten vahvistaminen muuttamalla ne momenttiliitoksiksi parantaa tiettyjen palkkien toimintaa, mutta se myös parantaa koko rakennejärjestelmän toimintaa. Jos osa diagonaalisista sauvoista vaurioituu, rakennusrunko ei menetä stabiliteettiaan, koska vaakakuormia voidaan ottaa vastaan palkkien liitosten momenttikapasiteetin avulla. Lisäksi uusilla momenttiliitoksilla on myös suurempi vetokapasiteetti, mikä mahdollistaa palkkien toiminnan köysirakenteena pilarin menetyksen yhteydessä. Olemassa olevien rakennusten vahvistamisessa jatkuvaa sortumaa varten kannattaa ottaa huomioon mahdollisuus, että alkusortuman todennäköisyyden vähentämistä varten tehdyt paikalliset vahvistukset voivat johtaa koko rakennuksen parempaan kykyyn vähentää sortumien leviämistä senkin jälkeen kun alkusortuma on tapahtunut. [4, s. 67]

NIST suosittelee eräitä menetelmiä sen varmistamiseksi, että rakennuksessa voi syntyä korvaavia rakennesysteemejä, kun jokin kantava rakenne menetetään. Rakennejärjestelmät, joiden välipohjat on suunniteltu kantamaan ristiin, ovat vaurionsietokyvyltään parempia kuin rakennejärjestelmät, joiden välipohjat ovat yhteen suuntaan kantavia. Tämä ilmenee esimerkiksi tapauksissa, joissa yksi pilari sortuu. Pilarin sorruttua ristiin kantavat laatat jakavat kuormat tasaisemmin lähistöllä olevien pilareiden kanssa kuin yhteen suuntaan kantavat laatat. Vanhan rakennuksen vahvistamisessa kannattaa selvittää, onko välipohjilla tarpeeksi hyvä kyky kuormien jakamiseen vai pitääkö niitä vahvistaa lisäämällä jokin rakennesysteemi, joka kantaa toi-

seen suuntaan. Yhteen suuntaan kantavan rakenteen vahvistaminen kahteen suuntaan kantavaksi on yleisesti haastava tehtävä, mutta joissain rakennejärjestelmissä uusien palkkien lisääminen voi olla riittävä toimenpide. NIST suosittelee myös diagonaalisten rakenneosien lisäämistä rakennuksen ylempiin kerroksiin. Tällöin, jos pilari menetetään alemmasta kerroksesta, ylemmät kerrokset voivat toimia ristikkomaisesti. Tämä vastaa jo aiemmin käsiteltyä Suomen betoniyhdistyksen suosittelemaa ratkaisua. [4, s. 66–68]

On tärkeää varmistua siitä, että olemassa olevat palkit ja laatat voivat tarpeen vaatiessa muodostaa köysirakenteen. Teräsbetonirakenteiden tapauksessa tämä tarkoittaa sitä, että vaakarakenteiden tuilla ja keskijänteellä on tarpeeksi pitkäraudoitusta ottamaan vastaan köysirakenteelle tulevat vetovoimat. Lisäksi kaikkien raudoitusten ankkuroinnin pitää olla riittävä. Vaatimuksena on myös, että palkissa ei tapahdu leikkausmurtoa ennen kuin köysirakenne ehtii muodostua. Pitää siis varmistua pitkäraudoitusten riittävyyden lisäksi myös hakaraudoitusten riittävyydestä. Olemassa olevilla pystyrakenteilla pitää olla enemmän taivutuskapasiteettia kuin niihin liittyvillä vaakarakenteilla. Lisäksi köysirakenne aiheuttaa ympäröiviin rakenteisiin huomattavia vaakakuormia, eli pitää myös varmistua siitä, että olemassa olevat jäykistävät rakenteet kykenevät ottamaan nämä vaakakuormat vastaan. [4, s. 69]

Joissain tapauksissa on mahdollista merkittävästi parantaa rakennuksen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa tekemällä joistain välipohjista muita kestävämpiä. Korjaustoimenpiteet keskittyvät siis vain tiettyihin kerroksiin. Tämän menettelyn käyttäminen vähentää korjaustoimenpiteiden toteuttamiseen tarvittavaa pinta-alaa, täten vähentäen häiriötä rakennuksen käyttäjille, mikäli rakennus on korjauksen aikana käytössä. Tiettyjen välipohjien vahvistamisessa on se etu, että vahvistettavien välipohjien ollessa jakautuneina tasaisesti koko rakennuksen korkeudelle, koko rakennuksen kyky vastustaa ennakoimattomia uhkatekijöitä paranee. [4, s. 69]

3.1.2. Toimenpiteitä suoritettavaksi vanhan rakennuksen uudistamisen yhteydessä

NIST esittää viisi toimenpidettä, jotka rakennesuunnittelijan tulee suorittaa olevassa olevien rakennusten uudistamisen yhteydessä. Näistä toimenpiteistä ensimmäinen on alkuperäisten suunnitelmien ja muun dokumentaation huolellinen läpi käyminen. Rakennesuunnitelmien lisäksi insinöörin pitää tutustua muun muassa laskelmiin, sähkösuunnitelmiin ja geoteknisiin raportteihin. Kaikki rakennuksen vaurionsietokyvyn kannalta kyseenalaiset asiat pitää tunnistaa. Erityisesti liitoksiin tulee kiinnittää huomiota, sillä niillä on suuri vaikutus rakenteiden sitkeyden ja kuormitusten uudelleenjakautumisen kannalta. On myös tärkeää selvittää, onko rakennusta muutettu oleellisesti joko sen rakentamisen aikana tai myöhemmin. Muutoksilla voi olla vaikutusta esimerkiksi kuormansiirtoreitteihin tai omapainojen suuruuteen.

Joillekin vanhoille rakennuksille on hyvin vaikeaa tai mahdotonta löytää kaikkia alkuperäisiä suunnitelmia. Jos alkuperäistä dokumentaatiota ei löydy tilaajalta, alkuperäisiltä suunnittelijoilta, viranomaistaholta tai valmistajilta, syntyy tarve tehdä suuri määrä tutkimuksia paikan päällä rakennejärjestelmän yksityiskohtien selvittämiseksi. [4, s. 69–70]

NIST:n esittämistä toimenpiteistä toinen on rakennuksen tarkistaminen, että se on rakennettu niin kuin suunnitelmissa on esitetty. Rakentamisen aikana voidaan tehdä muutoksia ja joskus rakentamisessa päädytään käyttämään rakenneratkaisua, jota ei löydy rakennepiirustuksista. Tämän takia rakennuksen todellinen toteutustapa tulee tarkistaa paikan päällä. Rakenteiden tutkiminen usein vaatii pinnoitteiden poistamista, ainetta rikkomattomia kokeita ja joissain tapauksissa myös rakenteiden rikkomista, jos tärkeitä yksityiskohtia ei voida nähdä muilla keinoilla. Rakenteiden tarkistaminen riippuu rakennusmateriaaleista. Teräsrakenteita voidaan useimmiten tutkia aiheuttamatta haittaa rakenteiden toimivuudelle. Toisaalta, teräsbetonirakenteet ja raudoitetut tiilirakenteet sisältävät oleellisia yksityiskohtia, joita on hyvin vaikeaa todentaa rikkomatta rakenteita. Etenkin teräsbetoni- ja tiilirakenteisten rakennusten yhteydessä on mahdollista, että rakennesuunnittelijoille jää huomattava määrä epävarmuuksia siitä, miten olemassa oleva rakennus on rakennettu. Rakentamisen aikana otetuista valokuvista saattaa olla hyötyä näiden epävarmuuksien vähentämiseksi. [4, s. 70]

Kolmas NIST:n esittämistä toimenpiteistä on materiaalitutkimusten suorittaminen. Rakennusmateriaalien ominaisuudet voivat olla erilaisia kuin alkuperäisissä rakennepiirustuksissa on määritelty, mikä tekee rakenteista joko vahvempia tai heikompia riippuen siitä, mihin suuntaan materiaaliominaisuudet eroavat suunnitelmissa määritellyistä materiaaliominaisuuksista. On yleistä etenkin betonille, että rakennusmateriaalien todellinen lujuus ylittää suunnitelmissa ilmoitetun lujuuden. Jos uudistettavassa kohteessa todetaan todellisten lujuuksien ylittävän suunnittelulujuudet, tämä voi johtaa yksinkertaisempiin ja taloudellisempiin vahvistustoimenpiteisiin. Materiaalitutkimusten tekemisen tärkeyttä puoltaa myös se, että eräät materiaaliominaisuudet paranevat ajan myötä (esim. betonin puristuslujuus sementin hydrataation vuoksi), kun taas monet materiaaliominaisuudet huononevat ajan myötä johtuen ympäristötekijöistä. Materiaalitutkimuksiin soveltuvia menetelmiä ovat esimerkiksi betoninäytteiden poraaminen, raudoitusten tai teräspalan irrottaminen ja lisäksi monet ainetta rikkomattomat menetelmät. [4, s. 70–71]

NIST:n esittämistä toimenpiteistä neljäs on rakenteiden yksityiskohtien arviointi. Rakenneosien kapasiteetin ja sitkeyden kannalta on tärkeää, että niiden yksityiskohdat on suunniteltu ja toteutettu asianmukaisesti. Jatkuvan sortuman estämisen kannalta tärkeitä yksityiskohtia ovat esimerkiksi liitosdetaljit, raudoitusten limitys, ja teräsbetonirakenteiden jatkuvuus. Onnettomuustilanteessa rakenteet toimivat usein ta-

voilla, jotka eroavat niiden tavallisesta toiminnasta. Esimerkiksi pilarin menetys voi aiheuttaa suuria taipumia ylemmissä välipohjissa, mikä johtaa köysirakenteiden syntyyn. Köysirakenteen toiminta vaatii sen, että laattojen, palkkien ja pilareiden väliset liitokset kestävät suuria kiertymiä ja suuria aksiaalisia vetovoimia. Jos rakenteet on suunniteltu ottamatta huomioon jatkuvan sortuman estämistä, ei voida olettaa että niiden sitkeys riittää köysirakenteen muodostamiseen. On myös yleistä, että liitoksilla ei ole tarpeeksi kapasiteettia köysirakenteen vetovoiman kestämiseen, koska ne on alun perin suunniteltu kestämaan vain palkin tukireaktion, jonka suunta on pystysuora, eikä palkin akselin suuntainen. Rakennesuunnittelijan tulee siis arvioida olemassa olevien liitosten kiertymäkykyä ja vetokapasiteettia myös liitoksille, joiden suunnittelussa näitä asioita ei otettu huomioon. Tämä on oleellisesti haastavampi tehtävä kuin uusien rakenteiden arviointi, koska uusien rakenteiden tapauksessa voidaan käyttää jo toimiviksi todettuja ratkaisuja. Vanhojen rakenteiden yhteydessä rakennesuunnittelija on rajoitettu tutkimaan olemassa olevaa tilannetta. Viides NIST:n esittämistä toimenpiteistä on olemassa olevan rakennejärjestelmän kapasiteetin selvittäminen. Koko rakennejärjestelmän kapasiteetti ja sitkeys pitää tutkia. Materiaaliominaisuudet, rakenneosien geometria ja liitosten yksityiskohdat arvioidaan. Näiden tietojen perusteella suoritetaan rakenneanalyysi. Mahdollisia analyysimenetelmiä ovat esimerkiksi lujuuksiin perustuva rajatila-analyysi tai epälineaarinen elementtimenetelmään perustuva analyysi. [4, s. 71]

3.2 Menetelmiä olemassa olevien rakenteiden vahvistamiseen jatkuvaa sortumaa vastaan

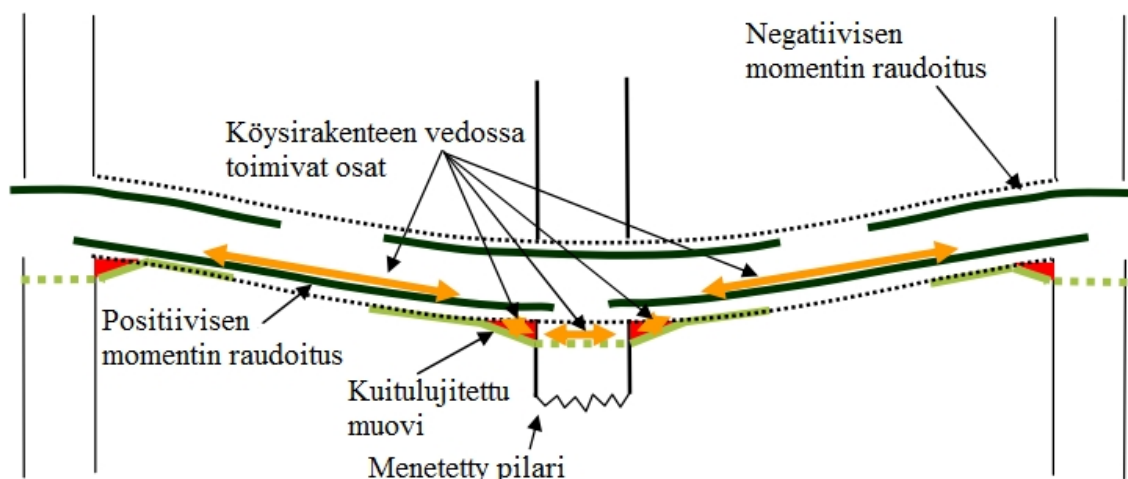
Paikallisten vahvistusten tekeminen voi johtaa siihen, että koko rakennuksen vastustuskyky jatkuvaa sortumaa vastaan paranee. Mahdollisesti yleisin tapa lisätä olemassa olevan rakenneosan kapasiteettia ja vaurionsietokykyä on jonkinlaisten vahvistusten tai laajenemista estävien rakenteiden asentaminen rakenneosan ulkopinnalle. Nykypäivänä käytössä olevia maanjäristyssuunnittelun menetelmiä rakenteiden ja liitosten vahvistamiseen voidaan soveltaa myös jatkuvan sortuman riskin vähentämisessä. [4, s. 72] Rakenneosien vahvistamisen vaihtoehtoja ovat esimerkiksi liitosten vahvistaminen, yksittäisten rakenneosien vahvistaminen, ja nurjahdukselle alttiiden rakenneosien jäykkyyden lisääminen tai tukeminen. [18, s. 38]

Olemassa olevien rakennusten tapauksessa rakenneosien vahvistaminen on useimmiten kallista. Yksittäisen rakenneosan vahvistaminen parantaa rakennuksen vaurionsietokykyä vain paikallisesti, ellei myös liitoksia vahvisteta. [18, s. 39]

3.2.1. Teräsbetonirakenteet

Olemassa olevia teräsbetonirakenteita voidaan vahvistaa esimerkiksi ympäröimällä rakenneosaa uudella kerroksella raudoitettua betonia eli mantteloimalla. Teräsbetonirakennetta voidaan myös vahvistaa asentamalla sen pinnalle teräsrakenneosa, tai hiili- tai lasikuitukomposiiteista tehty osa. Elementeistä rakennettujen teräsbetonirakenteiden sitkeyttä voidaan parantaa asentamalla esimerkiksi teräsvaijeri elementtien ulkopuolelle. Kun olemassa olevaa rakennetta vahvistetaan lisäämällä sen päälle jokin uusi rakenne, tulee varmistua että uusi rakenne toimii yhdessä vanhan rakenteen kanssa, eli voimat ja jännitykset siirtyvät tehokkaasti uuden ja vanhan rakenneosan välillä. Mantteloinnin yhteydessä tartunta saavutetaan tyypillisesti karhentamalla vanhan rakenneosan betonipinta. Teräsrakenne voidaan liittää betonirakenteeseen käyttämällä terästappeja, jotka välittävät kuormia leikkauksen avulla. Kuituluji-tettuja muoveja/polymeerejä voidaan liittää teräsbetonirakenteeseen liimaamalla ne kiinni sopivalla sidosaineella. [4, s. 72–73]

Suuren vetolujuutensa ansioista kuitulujiitetun muovin (myös "lujitemuovin") asentaminen oikeisiin paikkoihin voi parantaa rakenteen kykyä jakaa kuormia uudelleen siinä tapauksessa, että jokin rakenneosa vaurioituu. Kuitulujiitetuilla muoveilla (engl. fiber reinforced polymer, FRP) on useita etuja teräkseen verrattuna rakenteiden vahvistamisessa. FRP ei ruostu, mikä johtaa pitkään kestoikään. Sen tiheys on suunnitteen neljäsosa teräksen tiheydestä. FRP:n vetolujuus vaihtelee, mutta esimerkiksi hiilikuitulujiitetun muovin vetolujuus voi olla n. 2800 MPa. Sen asentaminen on helppompaa, mikä mahdollistaa asentamisen ahtaissa tiloissa ja ilman rakennustelineitä. FRP:n käyttö johtaa myös pienempiin työvoimakustannuksiin. FRP:n jäykkyys on muokattavissa suunnittelutarpeen mukaan. Sillä on myös suuri taipumakyky ja sitä voidaan valmistaa käytännössä minkä kokoisina tai muotoisina tahansa. FRP:llä on myös haittapuolia, mitkä tulee ottaa sen käytössä huomioon. Toisin kuin teräs, FRP toimii kimmoelastisesti murtoon saakka, eli se ei myödy. Teräs on olennaisesti FRP:tä halvempaa, kun vertaillaan painon perusteella, mutta ero pienenee merkittävästi jos vertailu perustuukin lujuuteen. Joidenkin FRP-materiaalien (kuten hiili- ja aramidikuitujen) lämpölaajenemiskertoimet eivät sovi hyvin yhteen betonin kanssa, mikä voi aiheuttaa ongelmia suurten lämpötilavaihtelujen yhteydessä. FRP ei myöskään ole ideaalinen palokestävyuden kannalta, koska korkeat lämpötilat voivat nopeasti aiheuttaa siinä vaurioita. Eräät FRP:ssä käytetyt epoksihartsit alkavat pehmetä jo 45–70 °C lämpötilassa. FRP:tä ei siis pidä ajatella yksinkertaisesti teräksen korvaavana materiaalina rakenteiden vahvistamisessa, vaan suunnittelijan pitää ottaa huomioon FRP:lle ominaiset haittapuolet ja miettiä kohdekohtaisesti, onko se rakenteelle parhaiten soveltuva vahvistamiskeino. [4, s. 72–73; 13, s. 2, 9]



Kuva 3-2. Köysirakenteen muodostuminen jälkeensä asennetulla kuitulujitetulla muovilla palkille, jonka raudoitus ei ole jatkuva. [14, s. 27]

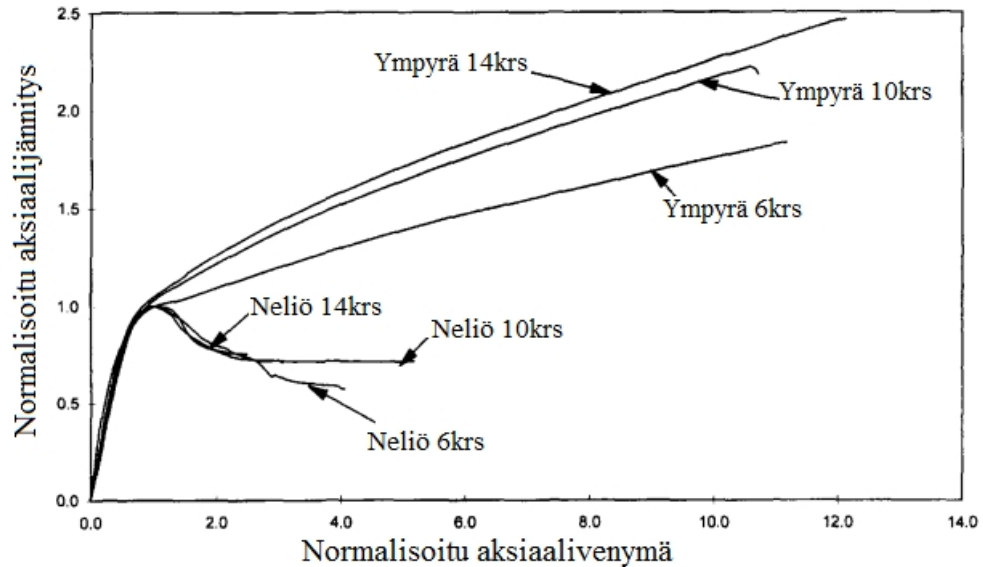
Ortonin tutkimuksessa [14] tutkittiin muun muassa hiilikuitulujitetulla muovilla vahvistettujen teräsbetonipalkkien kykyä muodostaa köysirakenne. Tutkimuksessa tehtiin kahdeksan kaksiaukkoista teräsbetonipalkkia mittakaavassa 1:2. Palkkeihin mitoitettiin raudoitukset yhdysvaltalaisen 1970-luvun rakennusnormien mukaisesti, mutta pitkittäisraudoitukset jätettiin ei-jatkuviksi kaikissa paitsi yhdessä palkissa. Leikkausraudoitus tosin mitoitettiin paremmaksi, kuin 1970-luvun rakennuksissa keskimäärin, mikä edesauttaa köysirakenteen syntymistä. Kokeiden katsottiin simuloivan rakennuksen reunalla olevien palkkien toimintaa, kun rakennuksen reunapilari (ei kuitenkaan kulmapilari) menetetään niiden kohdalta. Palkit kuormitettiin tasaisin välimatkoin kolmella pistekuormalla, jotka simuloivat tasaista kuormitusta. Kahteen palkkiin ei asennettu ollenkaan lujitemuoveja, jotta vahvistettuja palkkeja voitaisiin vertailla vahvistamattomiin palkkeihin. Kahteen asennettiin lujitemuovit palkin positiivisen momentin raudoituksen puolelle. Kahteen asennettiin lujitemuovit palkin negatiivisen momentin raudoituksen puolelle 254 mm ja 152 mm levyisinä. Yhteen palkkiin asennettiin tarpeeksi lujitemuovia, jotta pilarin poiston aiheuttamat taivutusmomentit voidaan ainakin laskennallisesti ottaa vastaan ilman tarvetta köysirakenteelle. Viimeistä palkkia ei vahvistettu lujitemuovilla, mutta sille asennettiin nykypäivän ACI-rakennusnormin vaatimuksen ylittävä määrä jatkuvaa raudoitusta tuen yli. Tämän palkin kiertymiskyky ei riittänyt, vaan raudoitukset murtuivat ennen kuin köysirakenne olisi voinut syntyä. [14, s. 105–117, 151–153]

Kyseisten kokeiden perusteella päädyttiin seuraaviin johtopäätöksiin. Hiilikuitulujitetulla muovilla voidaan parantaa rakenteen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Tämä kuitenkin edellyttää oikeanlaista suunnittelua. Lujitemuovit pitää sijoittaa niin, että ne eivät aiheuta palkkiin tilannetta, jossa raudoitukset murtuvat ennen köysirakenteen syntymistä. Teräsbetonipalkit, joissa ei ole jatkuvaa raudoitusta, voivat silti kestää köysirakenteena, jos vetokuorma voi siirtyä palkin alapinnan ja yläpinnan raudoitusten välillä. Tämä vaatii palkissa olevan riittävä määrä leikkausraudoitusta.

Ratkaisuna tämä ei kuitenkaan ole tehokas, koska hakarautoitusta vaadittaisiin tavallista suurempi määrä. Toisaalta, rautoitusten jatkuvuus ei ole riittävä ehto köysirakenteen syntymiselle, vaikka niillä olisikin köysirakenteessa riittävä kapasiteetti. Lujitemuovilla voidaan tehdä positiivisen momentin rautoituksesta jatkuva. Tämä edellyttää palkilta kuitenkin riittävää kiertymiskykyä köysirakenteen muodostamiseksi. Lujitemuovilla voidaan myös tehdä negatiivisen momentin rautoituksesta jatkuvan, mikä voi parantaa palkin kiertymäsitkeyttä. Lujitemuovilla voidaan siis pakottaa nivel muodostumaan paikassa, jossa on parempi sitkeys ja täten parempi kyky muodostaa köysirakenne. Vaihtoehtoisesti, lujitemuovilla voidaan joissain tapauksissa parantaa palkin taivutuskapasiteettia niin paljon, että se kestää pilarin mentyksen taivutuksen avulla muodostamatta köysirakennetta. Tämä ratkaisu johtaa myös oleellisesti pienempiin taipumiin kuin mitä syntyy köysirakenteen yhteydessä, mutta sen soveltaminen vaatii suuremman määrän lujitemuovia, mikä tekee siitä vähemmän kustannustehokkaan vaihtoehdon. Suuret taipumat ovat usein hyväksyttäviä onnettomuustapauksessa, kun tavoitteena on rakennuksen käyttäjien selviytyminen. Joillekin rakennuksille (esim. sairaaloille) voi tosin olla perusteltua, että taipumat rajoitetaan myös onnettomuustilanteessa, jotta rakennuksen toiminta ei keskeydy. [14, s. 162, 106, 26–27]

Teräsbetonipilarin laajenemisen estäminen parantaa betonin ominaisuuksia. Eurokoodissa tämä on otettu huomioon esimerkiksi sallimalla pyöreiden betonitäytteisten putkipoikkileikkauksisten pilareiden suunnittelussa puristuskestävyyden kasvattaminen tietyin ehdoin. [16, s. 56] Lisäksi eurokoodi sallii laajenemista estävästi rautoitetun betonin puristuslujuuden ja kriittisen muodonmuutoksen arvojen kasvattamisen mitoituksessa. [15, s. 37] Lujitemuoveja voidaan myös käyttää teräsbetonipilarin laajenemisen estämiseen. Mirmiran, et al. tutkimuksessa kuormitettiin erimuotoisia betonisia koekappaleita, jotka oli kääritty eri määrillä lujitemuovia, ja verrattiin mitattuja tuloksia ei-käärittyihin koekappaleisiin. Käytetyt lujitemuovikerrokset olivat paksuudeltaan keskimäärin 0.22mm ja niitä käärittiin koekappaleiden ympärille kuusi, kymmenen tai 14 kerrosta. Tutkimuksessa selvisi, että käärimällä koekappale lujitemuovilla, sen puristuskestävyys kasvaa oleellisesti. Lisäksi tutkimuksessa todettiin, että neliöpoikkileikkauksisen koekappaleen kääriminen ei kasvattanut sen puristuskapasiteettia yhtä paljon. Tämä johtuu siitä, että lujitemuovi toimii lähinnä vedettynä rakenteena, eli sen jäykkyys taivutukselle on pieni. Täten neliöpoikkileikkauksen suorilla reunoilla sen täytyy antaa jonkin verran periksi ennen kuin siihen syntyy betonin laajenemisen estävä voimakomponentti. [17] Teräsbetonipilareiden kääriminen lujitemuovilla on toimiva tapa kasvattaa pilareiden kapasiteettia, ja täten myös parantaa rakennuksen kykyä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Lujitemuovien käyttö ei myöskään merkittävästi suurennata pilarin leveyttä, koska sitä tarvitaan vain melko ohut kerros. Rakennettaessa uusia kerroksia olemassa olevan rakennuksen päälle usein tarvitaan olemassa oleville pilareille lisää kapasiteettia,

jolloin pilareiden kääriminen lujitemuovilla on eräs mahdollinen ratkaisu. Tämän ratkaisun käyttöä kuitenkin rajoittaa se, että useimmat teräsbetonipilarit ovat muodoiltaan suorakulmaisia, jolloin esimerkiksi manttelointi voisi olla paremmin soveltuva ratkaisu.



Kuva 3-3. Normalisoitu venymä-jännityskuvaaja lujitemuovilla käärityille ympyrä- ja neliöpoikkileikkauksisille koekappaleille. [17, s. 178]



Kuva 3-4. Hiilikuitulujitetulla muovilla kääritty ympyräpoikkileikkauksinen teräsbetonipilari. [4, s. 72]

Lujitemuovien käyttöä vaikeuttaa yleisesti myös virallisen ohjeistuksen puute. Fib (International Federation for Structural Concrete) antaa teknisessä raportissa fib-14 ohjeita lujitemuovien käyttöä varten, ja myös joitakin mitoitusmenetelmiä sekä murtorajatilassa, että käyttörajatilassa. Se ei kuitenkaan anna ohjeistusta esimerkiksi siitä, miten lujitemuoveilla voitaisiin saavuttaa köysirakenne palkeille tai laatoille. Lisäksi Yhdysvalloissa on olemassa standardi ACI 440, joka antaa ohjeistusta lujite-

muovien käyttöä varten. Ainakaan vielä ei ole olemassa voimassa olevaa eurokoodi-standardia lujitemuovien käyttöä varten. [13]

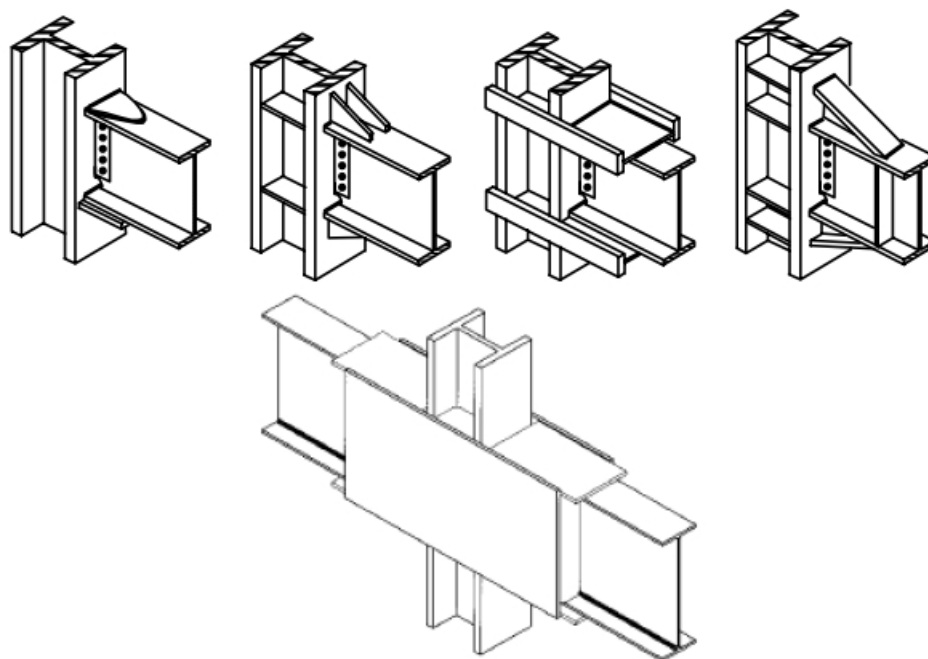
Teräsbetonirakenteita (esim. palkkeja ja pilareita) voidaan vahvistaa mantteloimalla, eli valamalla raudoitettu betonikerros olemassa olevan rakenteen ympärille. Manttelointi lisää teräsbetonirakenteen poikkileikkausmittoja ja raudoitusta, mikä lisää sen kapasiteettia puristusta, vetoa, taivutusta, leikkausta, ja vääntöä vastaan. Olemassa olevan rakennuksen tutkimisen yhteydessä voi esimerkiksi selvitä, että jokin pilari ei kestä törmäyskuormaa tai avainasemassa olevan rakenteen 50 kN vaakakuormaa. Myös vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmässä voi selvitä, että pilarin menetyksen seurauksena lähellä olevien pilareiden kapasiteetti ei riitä ottamaan niille kohdistuvia kuormia. Esimerkiksi tällaisissa tapauksissa pilarin manttelointi on mahdollinen ratkaisu rakenteen vaurionsietokyvyn parantamiseksi ja jatkuvan sortuman estämiseksi. Mantteloinnilla voidaan myös varmistaa rakenteiden jatkuvuus lisäämällä pitkittäisraudoituksia, joiden vetokapasiteetilla voidaan saavuttaa köysirakenne poistetun pilarin yli. Toisaalta, manttelointi on työlästä, lisää rakenteiden omapainoa ja kokoa merkittävästi ja häiritsee rakennuksen käyttäjiä, mikäli rakennus on mantteloinnin aikana käytössä. Jos rakennetta ympäröivät ei-rakenteelliset levyt tai muuta vastaavaa, ne voidaan mahdollisesti poistaa ja niiden viemä tila käyttää mantteloimiseen, jolloin rakenne ei käytännössä vie enemmän tilaa kuin ennen. [13, s. 2; 18, s. 38]

3.2.2. Teräsrakenteet

UFC 4-023-03 – julkaisun liitteessä E [6] suunnitellaan teräsrakenteisen rakennuksen kantavat rakenteet tavanomaisen rakennesuunnittelun mukaisesti yhdysvaltalaisia rakennusnormeja noudattaen, ja sitten tehdään analyysi vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmällä. Teräsrakenneosien poikkileikkausmittoja suurennetaan, kunnes rakennus todetaan vaurionsietokyvyltään riittäväksi jatkuvaa sortumaa vastaan. Analyysin perusteella todettiin, että ainakin rakennuksen pitkällä reunalla sijaitsevia palkkeja ja useita pilareita pitäisi suurentaa, jotta rakennuksen kapasiteetti riittää tilanteessa, jossa yksi pilari poistetaan. [6, s. 130–168] Ainoastaan tavanomaisille kuormitustapauksille suunnitellut teräsrakenteet ovat siis todennäköisesti kapasiteetiltaan riittämättömiä vastustamaan jatkuvaa sortumaa. Olemassa olevaa teräsrakennusta voidaan siis joutua vahvistamaan, jos sen päälle rakennetaan uusia kerroksia. Kokonaisten teräksisten rakenneosien korvaaminen suuremmilla profiileilla vaatisi käytännössä väliaikaista tuentaa, rakenneosan poistoa, uuden rakenneosan asentamista ja väliaikaisen tuennan poistamista. Esimerkiksi yksiaukkoisten, yksinkertaisesti tuettujen palkkien kanssa tämä ratkaisu voi tulla kyseeseen, mutta useimmiten tämä ratkaisu olisi työlästä ja kallista. Olemassa olevien teräsrakenne-

osien ja liitosten vahvistaminen ovat useimmiten kustannustehokkaampia ja vähemmän työläitä ratkaisuja.

Yleinen menetelmä teräsrakenneosien ja teräsrakenteiden liitosten vahvistamisessa on uusien teräslevyjen hitsaaminen kiinni olemassa olevaan rakenteeseen. Yksittäisten rakenneosien vahvistaminen parantaa rakennuksen vaurionsietokykyä paikallisesti, kun taas liitosten vahvistamisella voi olla koko rakennuksen vaurionsietokykyä parantavia vaikutuksia, kuten käsiteltiin alaluvussa 3.1.1. [4, s. 73–74]



Kuva 3-5. Eräitä teräspalkki-pilari-liitosten vahvistusvaihtoehtoja [4, s. 74–75]

Liitosten toiminta voi olla hyvinkin monimutkaista ja vaikeasti ennustettavissa. Teräслиitoksen momentti-kiertymä –yhteys riippuu suoraan siitä, miten jännitykset ja venymät jakautuvat liitoksen eri osien välillä. Tämä voi johtaa moniin eri vauriotyyppeihin, kuten lommahdus, murtuminen tai myötäminen. Ennen liitoksen vahvistusmenetelmän suunnittelua suunnittelijan tulee ymmärtää täysin liitoksen toimintaperiaatteet. [4, s. 74]

Teräsrakenteet voivat teräksen suuren vetolujuuden vuoksi muodostaa köysirakenteen. Teräspalkki voi tosin menettää osan vetokapasiteetistaan, kun teräs plastisoituu alueilla, joissa on suuret kiertymät. Lisäksi teräspalkki-pilari –pulttiliitokset voivat murtua äkkinäisesti, kun niihin kohdistuu köysirakenteelle ominaiset suuret veto-voimat, leikkausvoimat, ja kiertymä. Eräs tapa varmistaa teräspalkkien kyky muodostaa köysirakenne on asentaa niihin teräsvaijerit, jotka kulkevat jatkuvana palkkijonon päädyistä pätyyn. Tavallisessa kuormitustilanteessa nämä teräsvaijerit ovat kuormittamattomia, mutta jos teräspalkkiin kohdistuu suuri taipuma (kuten pilarin vaurioituessa), teräsvaijereihin syntyy vetoa. Tällöin teräsvaijerit muodostavat köysirakenteen ja välipohja ei romahda. Teräsvaijerit voidaan kustannustehokkaasti

asentaa olemassa olevaan teräsrakenteiseen rakennukseen olettaen, että teräsrakenteet eivät ole muiden rakenteiden peitossa. [19]

3.2.3. Tiilirakenteet

Vanhat rakennukset, joilla on paksut tiiliseinät (~500 mm tai enemmän) kestävät hyvin räjähdyskuormia seinien suuren massan vuoksi. Yksittäiset tiilet voivat tosin lähteä liikkeelle vaarallisella nopeudella. Tiiliseinien vahvistamisessa tulee pyrkiä minimoimaan mahdollisten vaurioiden laajuus ja estämään yksittäisten tiilien tunkeutuminen sisätiloihin. [4, s. 61; 21, s. 17–18]

Betonimanttelointi ja kuitulujitettujen muovien käyttö ovat toimivia menetelmiä myös muurattujen rakenteiden vaurionsietokyvyn parantamiseksi. Lujitemuovien suunnasta riippuen se joko parantaa tiiliseinän lujuutta tai estää laajenemista. Kummassakin tapauksessa seinän kapasiteetti ja sitkeys kasvaa. Myös polyuretaanivaah-to-teräs liittorakenteisen levyn kiinnittäminen tiiliseinään on todettu toimivaksi ratkaisuksi tiiliseinän vaurioiden laajuuden minimoimiseksi. Tiiliseinän kapasiteettia vaakakuormia vastaan voidaan lisätä pulttaamalla sen ulkopinnoille teräslevyjä alla olevan kuvan mukaisesti. Tämä ratkaisu voi olla hyödyllinen erityisesti raudoittamattomien tai vain vähän raudoitettujen tiiliseinien yhteydessä.

[4, s. 72; 21, s. 17–18, 54]



Kuva 3-6. Tiiliseinän vahvistaminen pultatuilla teräslevyillä. [4, s. 72]

4 Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmät

Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmä esiteltiin alaluvussa 2.4.2.2. Menetelmässä oletetaan, että jokin rakenneosa menettää kuormankantokykynsä äkillisesti. Tämän rakenneosan kautta kulkeneiden kuormien pitää kulkea joltain muuta kautta rakennuksen perustuksiin asti, tai alkusortuma johtaa uusiin sortumiin, mahdollisesti aiheuttaen jatkuvan sortuman. Poistettu rakenneosa voi olla esimerkiksi pilari, seinä, tai jokin pystyrakennetta kannatteleva vaakarakenne. [1]

Koska rakenneosa menettää kuormankantokykynsä äkillisesti, sen yllä olevat rakenteet putoavat alaspäin. Mikäli vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti toimii, pysähtyy liike lopulta ja rakenteet asettuvat uuteen tasapainoasemaan. Ilmiössä esiintyy merkittäviä kiihtyvyyksiä, mikä kasvattaa rasituksia staattiseen tapaukseen verrattuna. Staattisissa menetelmissä kuormituksia kasvatetaan kertomalla ne dynaamisella suurennuskertoimella, jonka suunnittelijan pitää erikseen määrittää. Dynaamisissa menetelmissä kiihtyvyyden vaikutukset rasitukseen on jo otettu huomioon, eli dynaamisista suurennuskerrointa ei käytetä. [4, s. 49–50]

4.1.1. Lineaarinen staattinen menetelmä

Lineaarinen staattinen menetelmä (LSM) (engl. linear/elastic static method) on vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysiin suositelluista menetelmistä yksinkertaisin, ja vähiten todenmukainen. Rakenteen materiaalien oletetaan aina toimivan kimmoelastisesti, eikä rakennemalli ota huomioon toisen kertaluokan vaikutuksista johtuvia epästabiiliteetti-ilmiöitä. Tämä menettely ei pysty huomioimaan voimien uudelleenjakautumista, eikä köysi- tai kalvorakenteiden muodostumista. Vaikka LSM ei vaadi edistyneiden laskentaohjelmistojen käyttöä, sillä voidaan saavuttaa liikkeellinen käsitys rakennuksen kyvystä vastustaa jatkuvaa sortumaa. LSM:n käyttö johtaa usein konservatiivisiin ratkaisuihin, mutta se voi myös piilottaa vaarallisia dynaamisia vaikutuksia. Tästä johtuen lineaarista staattista menetelmää tulee käyttää vain yksinkertaisten rakenteiden tapauksessa. [7, s. 19; 4, s. 50–51]

Yhdysvaltalainen GSA antaa ohjeet lineaarisen staattisen menetelmän käyttöä varten. GSA ei salli LSM:n käyttöä rakennuksille, joissa on enemmän kuin kymmenen kerrosta. Myös Yhdysvaltojen puolustusministeriö antaa samat ohjeet. [6, s. 40–50] DCR (Demand Capacity Ratio, eli rasitus-kapasiteettisuhde) on LSM:n käytössä oleellinen käsite, ja GSA määrittelee sen seuraavanlaisesti: [7, s. 19–26]

$$DCR = Q_{UDLim} / Q_{CE} \quad (3)$$

missä

Q_{UDLim} on rakenneosaan kohdistuva voima tai taivutusmomentti

Q_{CE} on rakenneosan kapasiteetti

Jos rakennus on GSA:n antamien kriteerien mukaan säännöllinen, DCR-arvoja ei tarvitse laskea. Epäsäännöllisen rakennuksen tapauksessa DCR pitää laskea jokaiselle rakenneosalle, ja jos se ylittää arvon 2, niin lineaarista staattista menetelmää ei sallita. Q_{UDLim} lasketaan käyttämällä kolmiulotteista rakennemallia, joka sisältää kaikki muut kantavat (primääri)rakenneosat, paitsi sortuneeksi oletetun rakenneosan. GSA antaa LSM:ää varten kaksi eri kuormitusyhdistelmää, joilla rakennus tulee analysoida. Yksi kuormitusyhdistelmä on siirtymän hallitsemille kuormille (engl. deformation-controlled) ja toinen on voiman hallitsemille kuormille (engl. force-controlled). DCR määritellään käyttämällä siirtymän hallitsemaa kuormitustapausta. LD viittaa siirtymän hallitsemiin kuormituksiin, kun taas LF viittaa voiman hallitsemiin kuormituksiin. GSA ei vaadi vaakakuormien sisällyttämistä lineaariseen staattiseen analyysiin, koska GSA pitää sitä erittäin epätodennäköisenä, että pilarin tai seinän sortuminen tekisi rakennuksesta epästabiilin vaakasuunnassa. Seuraavaksi esitetään nämä kuormitusyhdistelmät. [7, s. 19–26, C11]

$$(G_{LD} \text{ tai } G_{LF}) = (\Omega_{LD} \text{ tai } \Omega_{LF})[1,2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S)] \quad (4)$$

missä

G_{LD} tai G_{LF} on kuormituksen suuruus

Ω_{LD} tai Ω_{LF} on kerroin, joka ottaa huomioon dynaamiset ja epälineaariset vaikutukset.

D on omapaino

L on hyötykuorma

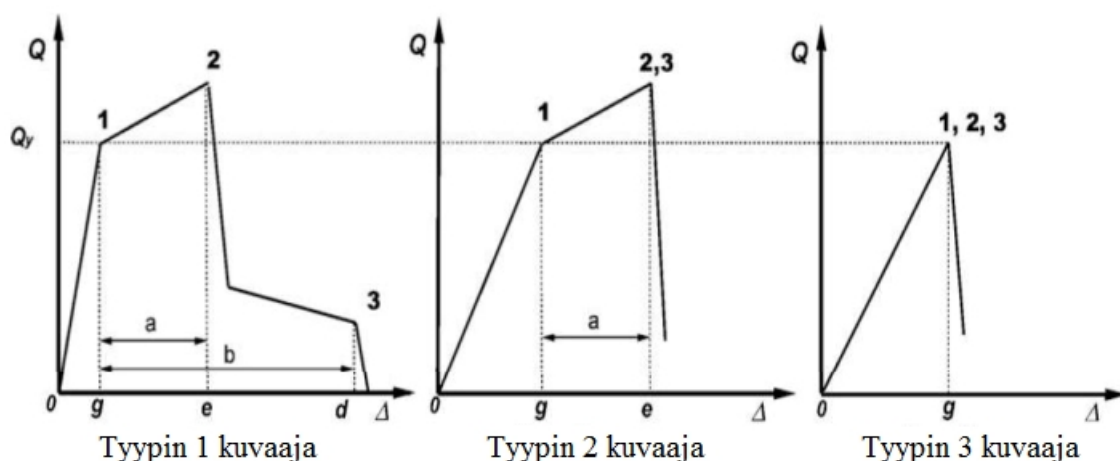
S on lumikuorma. 0,5L tai 0,2S valitaan sillä perusteella, kumpi on suurempi.

G_{LD} ja G_{LF} määritellään vaikuttamaan vain niillä alueilla, joihin kohdistuu dynaamisia vaikutuksia rakenneosan sortumisesta johtuen. Käytännössä tämä tarkoittaa kaikkia laattakenttiä, jotka tukeutuvat poistettuun pystyrakenteeseen ja vastaaviin laattakenttiin rakennuksen vesikattoon asti. Kaikilla muilla alueilla kuormitus määritellään vastaavasti, mutta ilman Ω_{LD} ja Ω_{LF} -kertoimia. GSA antaa Ω_{LF} :n arvoksi aina 2,0. Ω_{LD} :n arvo riippuu siitä, minkälainen tutkittava rakenne on. [7, s. 19–26]

Taulukko 4-1. Kuormansuurennuskertoimen Ω_{LD} arvot [7, s. 22]

Rakenne	Ω_{LD}
Teräskehä	$0,9 * m_{LIF} + 1,1$
Teräsbetonikehä	$1,2 * m_{LIF} + 0,8$
Kantava teräsbetoniseinä	$2,0 * m_{LIF}$

Ω_{LD} :n kaavoissa esiintyvä m_{LIF} on pienin m -kerroin niistä rakenteista, jotka tukeutuvat mihin tahansa pilariin tai seinään, joka sijaitsee suoraan poistetun pystyrakenteen yläpuolella. GSA esittää taulukoissa arvoja m -kertoimelle. Kyseisen kertoimen suuruus riippuu rakenteen materiaalista ja itse rakenneosan tyypistä, eli onko kyseessä esimerkiksi palkki, laatta, tai laatan liitos. [7, s. 19–26, 40–45]



Kuva 4-2. Voiman ja siirtymän hallitsemien kuormitusten määrittelmä [7, s. 10]

GSA määrittelee voiman ja siirtymän hallitsemat kuormitukset yllä olevien kuvaajien mukaisesti. Kuvaajissa pystyakseli on rakenneosaan kohdistuva kuormitus, ja vaaka-akseli kuvaa venymää. Jos primäärirakenneosan käyttäytyminen on joko tyypin 1 tai 2 mukaista ja e on arvoltaan vähintään $2g$, niin siihen kohdistuvat kuormat katsotaan siirtymän hallitsemiksi. Jos sekundäärirakenneosan käyttäytymisen on tyypin 1 mukaista millä tahansa e/g -suhteella, tai tyypin 2 mukaista niin, että e on arvoltaan vähintään $2g$, niin siihen kohdistuvat kuormat katsotaan taipuman hallitsemiksi. Jos nämä ehdot eivät toteudu, niin kuormitus tulee määritellä voiman hallitsemäksi. Toisin sanoen siirtymän hallitsemat kuormitukset viittaavat kuormituksiin, jotka johtavat sitkeään rakenteelliseen käyttäytymiseen, kun taas voiman hallitsemat kuormitukset viittaavat kuormituksiin, jotka johtavat hauraaseen murttoon. Alla olevassa taulukossa esitetään esimerkkejä taipuman ja voiman hallitsemista rasituksista. [7, s.9–10]

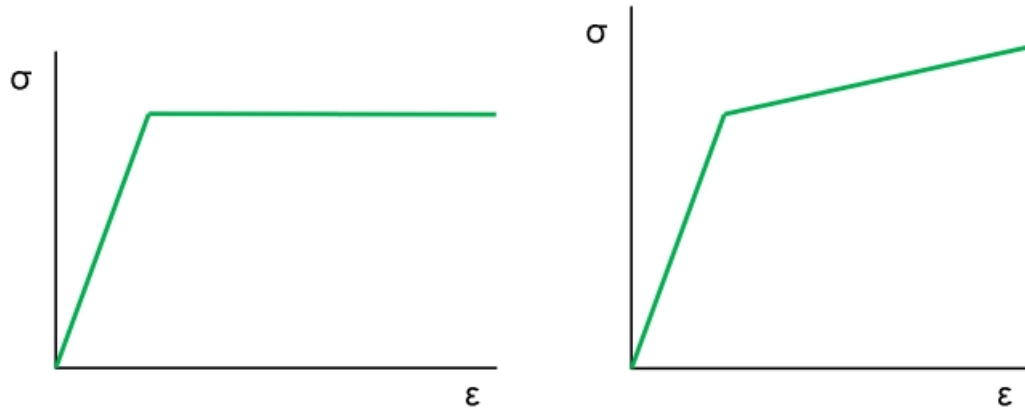
Taulukko 4-2. Esimerkkejä siirtymän ja voiman hallitsemista rasituksista
[mukailtu lähteestä 7, s.10]

Rakenneosia	Siirtymän hallitsema	Voiman hallitsema
Momenttikehä <ul style="list-style-type: none"> • Palkit • Pilarit • Liitokset 	Momentti (M) M --	Leikkaus (V) Aksiaalivoima (P), V V
Jäykistävät seinät	M, V	P
Jäykistetyt kehät <ul style="list-style-type: none"> • Diagonaalit • Palkit • Pilarit • Hakarautoitus 	P -- -- V	-- P P P, M
Liitokset	P, V, M	P, V, M

Kaikille rakenneosille lasketaan voimasuureet molemmille kuormitusyhdistelmille. GSA esittää kaavat, joiden mukaisesti tarkistetaan, kestäkö rakenneosa vai sortuu-ko se. Se, mitä kaavaa käytetään, riippuu siitä, onko kyseinen rasitus voiman vai siirtymän hallitsema. Jos kaikilla rakenneosilla on riittävä kapasiteetti, rakennuksella voidaan katsoa olevan riittävä kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa. NIST huomauttaa, että LSM:llä pyritään yksinkertaistamaan suunnittelua jatkuvaa sortumaa vastaan approksimoimalla ongelmaa. LSM on kohtalaisen subjektiivinen menetelmä rakennejärjestelmän jatkuvuuden määrittelemiseen. Menetelmän käyttämiseen voidaan käyttää paljon aikaa ja nähdä paljon vaivaa, mutta rakennedetaljien suunnittelussa on mahdollista, että se ei ole yhtään parempi kuin epäsuora sidevoimamenetelmä. [7, s. 19–26; 4, s. 51]

4.1.2. Epälineaarinen staattinen menetelmä

Epälineaarinen staattinen menetelmä (ELSM) (engl. nonlinear/inelastic static method) on vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysiin käytettävä menetelmä, joka ottaa huomioon epälineaariset vaikutukset. Toisin sanoen rakennemallissa otetaan huomioon rakenteiden plastinen käyttäytyminen suuremmilla jännityksillä ja taipumien vaikutus rakenteiden rasituksiin. ELSM on kuitenkin staattinen menetelmä, eli dynaamiset vaikutukset otetaan huomioon vain dynaamisten suurennuskertoimien muodossa. Kuormitukset korotetaan kertoimella, joka on kuitenkin eri kerroin kuin mitä käytetään lineaarisessa staattisessa menetelmässä. [4, s. 51–52; 7, s. 26–29]



Kuva 4-3. Epälineaarisia materiaalimalleja. [25, s. 83–84]

Yllä olevat käyrät kuvaavat erilaisia epälineaarisia materiaalimalleja. Vasemmalla puolella esitetyssä käyrässä materiaali toimii täydellisen plastisesti sen jälkeen, kun se on saavuttanut myötölujuuden. Oikealla puolella esitetyssä käyrässä on otettu huomioon, kuinka materiaalin lujuus kasvaa venymän kasvaessa. Tämä on todennukaisempi materiaalimalli, ja se johtaa siihen, että kuormia siirtyy köysirakenteen muodostamiseen vähemmän kuin täydellisesti plastisessa mallissa. Vasemmalla puolella esitettyä täydellisesti plastista materiaalimallia tosin pidetään useimmiten riittävän tarkkana ennustamaan rakenteiden epälineaarinen käyttäytyminen.

[25, s. 83–84]

GSA antaa ohjeistukset myös ELSM:n käyttämiseen. Myös Yhdysvaltojen puolustusministeriö antaa samat ohjeet. [6, s. 50–53] Rakenne tulee mallintaa

kolmiulotteisena laskentamallina, joka sisältää primäärirakenteet ja valinnaisesti myös sekundäärirakenteet. Primäärirakenteiden jäykkyydet ja lujuudet tulee mallintaa todennukaisesti. Mallissa käytetään lujuuden vähennyskertoimia, jotka määritellään erikseen teräsbetonirakenteille rakennuskoodin ACI 318 mukaan, ja teräsrakenteille rakennuskoodin ANSI/AISC 360 mukaan. Lisäksi rakenneosien (mukaan lukien liitosten) voima-siirtymä-yhteys tulee erikseen ottaa huomioon mallissa. GSA ei anna mitään rajoituksia epälineaarisen staattisen menetelmän käyttämiseen. Seuraavaksi esitetään kuormitusyhdistelmä, jota GSA esittää käytettäväksi epälineaarisen staattisen menetelmän yhteydessä. [7, s. 26–29]

$$G_N = \Omega_N [1,2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S)] \quad (5)$$

missä

G_N on kuormituksen suuruus

Ω_N on dynaaminen suurennuskerroin

Kuten lineaarisen staattisen menetelmän tapauksessa, tämä kuormitus määrittellään vaikuttamaan vain alueilla, joissa esiintyy dynaamisia vaikutuksia. Kaikkialle muu-

alle kyseinen kuormitus määritellään ilman dynaamista suurennuskerrointa Ω_N . Kuormitus pitää määritellä rakenteelle niin, että se alkaa nolasta ja kasvaa askeleittain lopulliseen arvoonsa. Askeleita tulee olla vähintään kymmenen. Kuormitus määritellään askeleittain, jotta taipumasta johtuvat vaikutukset voidaan ottaa huomioon. Dynaamisen suurennuskertoimen Ω_N suuruus on kantavien teräsbetoniseinién tapauksessa 2,0. Teräksestä tai teräsbetonista tehtyjen kehärakenteiden tapauksessa Ω_N on vähemmän kuin 2, ja se lasketaan käyttämällä taulukossa 4-3 esitettyjä kaavoja. [7, s. 26–29]

Taulukko 4-3. Dynaamiset suurennuskertoimet epälineaarille staattiselle menetelmälle.
[7, s. 28]

Rakenne	Dynaaminen suurennuskerroin Ω_N
Teräshehä	$1,08 + 0,76 / (\theta_{\text{pra}}/\theta_y + 0,83)$
Teräsbetonikehä	$1,04 + 0,45 / (\theta_{\text{pra}}/\theta_y + 0,48)$

θ_{pra} on rakenneosan tai liitoksen plastinen kiertymä, jonka GSA esittää erikseen taulukoissa. θ_y on rakenneosan tai liitoksen myötökiertymä, joka voidaan laskea ASCE 41:n esittämällä kaavoilla ja taulukoilla. Suurennuskerroin tulee laskea pienimmällä suhteella $\theta_{\text{pra}}/\theta_y$, joka löytyy niiltä primäärirakenteilta, jotka joko ovat suurennnetun kuormituksen alueella tai ovat suoraan kiinni rakenteissa, jotka ovat suurennnetun kuormituksen alueella. Mitä pienempi suhde $\theta_{\text{pra}}/\theta_y$ on, sitä suurempi dynaaminen suurennuskerroin saadaan. Dynaaminen suurennuskerroin on kuitenkin suunnilleen 2, jos suhde $\theta_{\text{pra}}/\theta_y$ oletetaan nolaksi, ja se pienenee kyseisen suhteen kasvaessa. [7, s. 26–29]

Lopuksi tarkistetaan, että sortumaa ei tapahdu. Laskennasta saadaan kaikkien rakenneosien taipumat ja liitosten kiertymät. Tarkistetaan, että nämä arvot ovat pienempiä kuin rakenneosien ja liitosten odotettavissa olevat kiertymiskyvyt. Tämän lisäksi tarkistetaan, että rakenneosiin ja liitoksiin kohdistuvat voimasuureet ovat pienempiä kuin niiden kapasiteetit, jotka kerrotaan vähennyskertoimella. Jos kaikki rakenneosat läpäisevät nämä tarkistukset, rakennuksella todetaan olevan riittävä kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa. [7, s. 26–29]

Epälineaarisuuden huomioon ottaminen sallii sen, että laskentamalli ottaa huomioon, kuinka vaakarakenteiden taipumien kasvaminen suuriksi johtaa köysi- tai kalvoraakenteen syntymiseen, eli rakenneosiin muodostuu vetojännitystä. ELSM:ssä rakenteiden käyttäytyminen mallinnetaan siis todenmukaisemmin kuin LSM:ssä. Toisaalta, epälineaarinen analyysi vaatii tarkemman laskentamallin. Koska rakenteiden todellinen käyttäytyminen pilarin poistamisen jälkeen riippuu siitä, missä järjestyksessä rakenneosat saavuttavat niiden myötökiertymät, epätarkkuudet materiaalimalleissa saattavat johtaa virheellisiin tuloksiin. Liitosten käyttäytyminen tulee mallintaa epälineaaristen jousien avulla. Jousien käyttäytymisen tulee vastata todellisten liitos-

ten käyttäytymistä, mikä vaatii sitä, että liitosten momentti-kiertymä-yhteydet pitää selvittää erikseen. Epälineaarinen staattinen menetelmä on enemmän suositeltava menetelmä kuin LSM. Tästä huolimatta dynaamiset vaikutukset voivat olla arvaamattomia, ja staattisen menetelmän käyttäminen voi johtaa merkittävien dynaamisten vaikutusten huomiotta jättämiseen. [4, s. 51–52]

4.1.3. Lineaarinen dynaaminen menetelmä

Lineaarinen dynaaminen menetelmä (LDM) (engl. linear/elastic dynamic method) on menetelmä, jossa kuormitukset määritellään vaikuttamaan rakenteisiin ajan funktiona. Laskenta suoritetaan käyttämällä aika-askelia, ja tuloksena saadaan rakenteiden voimasuureet ajan funktiona. Rakenteen värähtely, vaimeneminen ja massahäviön vaikutukset tulevat dynaamisessa tarkastelussa otettua huomioon. Dynaamisesta suurennuskerrointa ei tarvitse erikseen lisätä kuormitukseen, koska dynaamiset vaikutukset ovat mukana laskennassa. LDM on kuitenkin lineaarinen menetelmä, eli siinä oletetaan materiaalien käyttäytyvän kimmoelastisesti vaikka niiden myötölujuudet ylittyisivätkin. [4, s. 52] Lineaarinen dynaaminen menetelmä soveltuu siis hyvin sellaisten rakenteiden analysoimiseen, jotka toimivat kimmoelastisella alueella myös sortumatapahtuman yhteydessä. Epälineaarinen staattinen menetelmä on LDM:ää paremmin soveltuva menetelmä analysoimaan sellaisia tilanteita, joissa rakenteiden taivutuskapasiteetit ylittyvät ja ne muuttuvat köysirakenteiksi. Tyypillisesti LDM:n mukainen analyysi suoritetaan vertailun vuoksi ennen epälineaarisen dynaamisen menetelmän käyttämistä. LDM:n käyttäminen rakennuksen jatkuvan sortuman vastustuskyvyn määrittämiseen on epätavallista, ellei rakenteita suunnitella niin, että niihin kohdistuvat rasitukset pysyvät alueella, jolla rakenteet käyttäytyvät lineaarisesti. [25, s. 96]

Linearisessa dynaamisessa menetelmässä tehdään ensin kolmiulotteinen rakenne-malli. Tämän jälkeen malliin määritellään kuormitukset ja laskenta suoritetaan ensin staattisesta mallista niin, että mitään rakennetta ei poisteta mallista. Poistettavan rakenteen (esim. pilarin) voimasuureet selvitetään laskentamallista, ja sen jälkeen kyseinen rakenneosat poistetaan mallista. Sen vaikutus yllä oleviin rakenteisiin mallinnetaan kuormina, jotka vastaavat poistettavan rakenteen voimasuureita. Dynaamisessa analyysissä kuormitukset määritellään ajan funktiona. Laskevan impulssi-kuorman tapauksessa kuormitukset määritellään seuraavanlaisesti:

- Rakenteeseen ei alkuvaiheessa kohdistu kuormitusta.
- Kaikki kuormitukset kasvatetaan lineaarisesti lopulliseen arvoonsa.
- Edellinen askel aiheuttaa dynaamisia vaikutuksia, joten odotetaan, että rakenteet saavuttavat tasapainotilan.
- Poistetun rakenteen voimasuureita vastaava kuormitus poistetaan nopeasti mallista.

- Rakenteisiin kohdistuvat rasitukset saadaan rakenteiden ensimmäisestä heilahduksesta, koska rasitukset ovat pienempiä seuraavissa heilahduksissa vaimenemisesta johtuen.

Yllä esitetty menetelmä mallintaa pilarin poistamista äkillisesti laskevalla kuormalla. Se on määritelty soveltaen GSA:n antamia ohjeita epälineaarista dynaamista menetelmää varten. Samaa menetelmää voidaan soveltaa myös LDM:ssä. Erillisessä laskelmassa on osoitettu, että kyseisen menetelmän käyttäminen johtaa LDM:ssä dynaamisen suurennuskertoimen arvoon 2,0 olettaen, että rakenteen poisto suoritetaan riittävän nopeasti. Vaimennuskertoimen käyttäminen on tässä menetelmässä tosin pakollista, jotta rakenne voi saavuttaa tasapainotilan ennen tukivoiman poistamista. Tämä vähentää dynaamista vaikutusta jonkin verran.

On olemassa myös muita vaihtoehtoja, kuten pilarin poistamisen mallintaminen nousevalla impulssikuormalla. Tässä menetelmässä dynaamiseen laskentaan sisällytetään vain poistettavan rakenteen tukireaktio, ja se määritellään vaikuttamaan vastakkaissuuntaisena. [26, s. 27–28] Tästä analyysistä saadut tulokset voidaan sitten lisätä superpositioperiaatteen avulla sellaisen staattisen laskelman tuloksiin, jossa rakennetta ei ole poistettu. Tämänkin menetelmän käyttäminen johtaa LDM:ssä dynaamiseen suurennuskertoimeen 2,0.

GSA [7] ja Yhdysvaltojen puolustusministeriö [6] eivät käsittele tätä analyysimenetelmää ollenkaan. NIST huomauttaa, että LDM:n mukaisen analyysin suorittaminen on oleellisesti vähemmän haastava tehtävä, kuin epälineaarisen mallin käyttäminen. Se vaatii kuitenkin suunnittelijalta huomattavasti harkintakykyä päättämään, että ovatko toisen kertaluokan vaikutukset merkittäviä, ja voidaanko määritellyt DCR-arvot hyväksyä. [4, s. 52] LDM on kuitenkin suositeltava menetelmä vain jos rakenteet pysyvät kimmoisella alueella.

4.1.4. Epälineaarinen dynaaminen menetelmä

Epälineaarinen dynaaminen menetelmä (ELDM) (nonlinear/inelastic dynamic method) on vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmistä teoreettisesti kaikista todenmukaisin. Kuten epälineaarinen staattinen menetelmä, ELDM ottaa huomioon rakenteiden plastisen käyttäytymisen suuremmilla jännityksillä ja taipumien vaikutukset rakenteiden rasituksiin. Tämä menetelmä kykenee siis käsittelemään esimerkiksi tilanteen, jossa palkin taivutusmomentti muuttuu vetojännitykseksi. Kuten ELSM:ssä, rakenneosien ja liitosten käyttäytyminen pitää mallintaa hyvin tarkasti niin, että niiden jäykkyydet ja momentti-kiertymäsuhteet ovat todenmukaiset. Lisäksi ELDM on dynaaminen menetelmä, joten rakenteen värähtely, vaimeneminen ja massahitauden vaikutukset tulevat otettua huomioon. Kuten lineaarisessa dynaamisessa menetelmässä, kuormitukset määritellään ajan funktioina ja myös tulokset saadaan laskettua ajan funktiona. ELDM:llä voidaan saada paras käsitys ra-

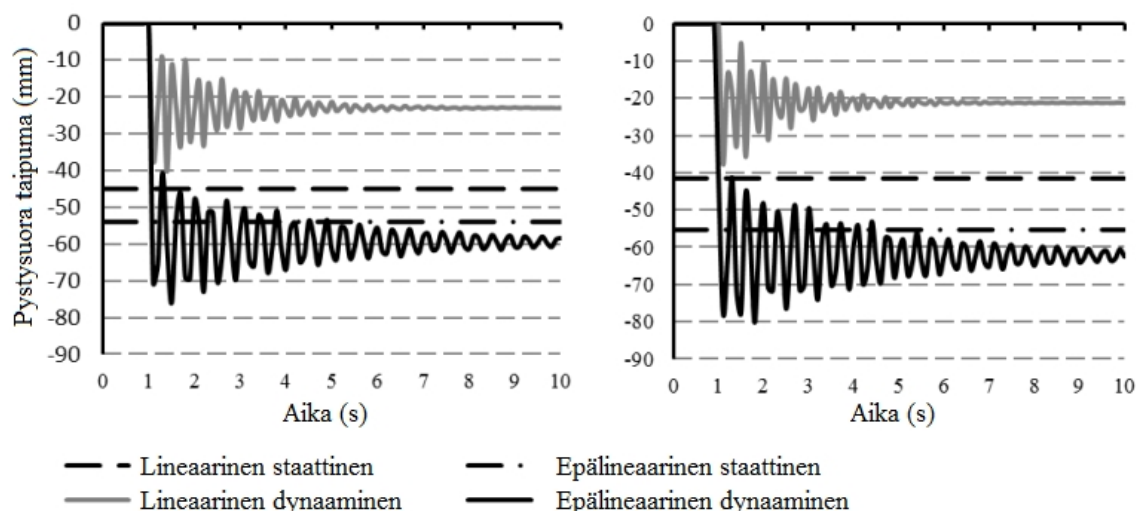
kennuksen kyvystä vastustaa jatkuvaa sortumaa, mutta sen käytöllä on myös haittapuolia. Sen käyttäminen on monimutkaista ja vaatii käyttäjiltään paljon kokemusta rakenteiden dynamiikassa. Tulosten tulkitseminen on suuri ja aikaa vievä tehtävä. Lisäksi laskennan suorittaminen on hidasta, etenkin suurilla laskentamalleilla. NIST huomauttaa, että ELDM:n käyttäminen voi johtaa siihen, että projektin suunnitteluun kuluu enemmän aikaa ja rahaa. Toisaalta, analyysin hinta on usein perusteltavissa olemassa olevien rakennusten uudistamisprojekteissa, joissa ELDM:n aiheuttamat rakentamiseen liittyvät rahalliset säästöt voivat olla selvästi suurempia kuin sen aiheuttama lisäys suunnittelukustannuksiin. Seuraavaksi esitetään GSA:n mukainen kuormitusyhdistelmä epälineaarista dynaamista menetelmää varten. [25, s. 97; 4, s. 52–53; 7, s. 29–31]

$$G_{ND} = 1,2 D + (0,5 L \text{ tai } 0,2 S) \quad (6)$$

missä

G_{ND} on kuormituksen suuruus

Tämä kuormitusyhdistelmä on melkein samanlainen kuin epälineaarisen staattisen tarkastelun yhteydessä. Erona on vain se, että tästä kuormitusyhdistelmästä puuttuu dynaaminen suurennuskerroin, koska dynaamisessa menetelmässä dynaamiset vaikutukset tulevat jo huomioon. Kuormitukset määritellään laskentamallissa samalla tavalla kuin lineaarisessa dynaamisessa menetelmässä. Lisäksi GSA mainitsee, että poistettavaa pystyrakennetta kuvaava kuormitus tulee poistaa mallista ajassa, joka on vähemmän kuin kymmenesosa sen yllä olevien välipohjien heilahduksien jaksonajasta, mikä määritellään rakenteelle, josta pystyrakenne on jo poistettu. Pystyrakennetta vastaavan kuorman poistaminen mahdollisimman nopeasti on tosin suositeltavaa, koska se johtaa suurempiin dynaamisiin vaikutuksiin ja on täten konservatiivisempi menetelmä. Analyysiä pitää jatkaa vähintään niin kauan, että maksimisiirtymä saavutetaan, tai yhden kokonaisen heilahduksen verran, riippuen siitä, kumpi näistä vaihtoehdoista on kriittisempi. GSA:n antamat kriteerit, joiden avulla määritellään, kestäkö rakenneosa vai ei, ovat ELDM:n tapauksessa vastaavat kuin ELSM:n tapauksessa. Jokaisen primääri- ja sekundäärirakenneosan taipumat ja rasitukset saadaan laskentamallista, ja näitä tuloksia verrataan rakenneosien taipumakykyihin ja kapasiteetteihin. Jos kaikki rakenneosat läpäisevät nämä tarkistukset, rakennuksella katsotaan olevan riittävä kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa. [7, s. 29–31]



Kuva 4-4. Vertailu eri analyysimenetelmien antamista taipumista [24, s. 86]

Zahrai, et al. tutkimuksessa [24] vertailtiin eri analyysimenetelmiä pilarin poiston tutkimiseen. Yllä olevat käyrät kuvaavat eri analyysimenetelmillä saatuja pystysuoria taipumia tapauksessa, jossa rakennuksen ensimmäisen kerroksen keskipilari poistettiin. Vasemmassa kuvaajassa esitetään tulokset, jotka saatiin 5-kerroksisesta teräsbetonirakennuksesta, kun taas oikeanpuolimmaisessa kuvaajassa esitetään tulokset, jotka saatiin vastaavanlaisesta 10-kerroksisesta rakennuksesta. Staattisten menetelmien tulokset on kuvattu vaakasuoralla viivalla, koska ne eivät riipu ajasta. Lineaarisen staattisen ja lineaarisen dynaamisen menetelmän antamista tuloksista voidaan huomata, että lineaarisen dynaamisen analyysin taipuma konvergoituu arvoon, joka on puolet lineaarisen staattisen menetelmän antamasta taipumasta. Tämä johtuu siitä, että LSM:ssä on käytetty dynaamisena suurennuskertoimenä arvoa 2,0. Dynaamisten menetelmien tulokset pitääkin lukea kohdasta, jossa taipuma on suurimmillaan. LDM:n antama suurin taipuma on tässä tapauksessa melkein yhtä suuri kuin LSM:n antama taipuma. Tästä voidaan päätellä, että 2,0 on hyvä arvio dynaamisen suurennuskertoimen suuruudeksi, ainakin tämän pilarin poistamisen tapauksessa. Samassa tutkimuksessa kulmapilarin poistamisen yhteydessä dynaaminen suurennuskertoimen on välillä 1,40–1,50, mikä saattaa johtua mallinnusvirheestä, sillä lineaarisen menetelmän pitäisi antaa dynaamiseksi suurennuskertoimeksi arvon 2,0 tai hieman vähemmän vaimentumisen takia. Epälineaarisista menetelmistä saadaan suuremmat taipumat kuin lineaarisista menetelmistä. Tämä johtuu siitä, että epälineaarisilla materiaalimalleilla rakenteet voivat käyttäytyä plastisesti, mikä johtaa suurempiin muodonmuutoksiin, ja täten suurempiin taipumiin. Tutkimuksessa todetaan, että epälineaarinen dynaaminen menetelmä antaa tarkimpia tuloksia, mutta epälineaarisen staattisen menetelmän käyttäminen on kuitenkin suositeltavaa, koska sen käyttäminen on merkittävästi vähemmän työlästä ja sen antamat tulokset ovat riittävän tarkkoja. Tutkimuksessa todetaan myös, että lineaarista dynaamista menetelmää voidaan soveltaa tilanteissa, joissa rakenteiden jännitykset menevät todellisuudessa plastiselle alueelle. Tämä kuitenkin rajoittuu vain rakenteisiin, joiden epälineaarinen

käyttäytyminen on helposti ennustettavissa. [24, s. 85–87] Tälle johtopäätökselle ei tosin löydy yleistä hyväksyntää, vaan monet muut lähteet ovat päätyneet siihen johtopäätökseen, että lineaarinen dynaaminen menetelmä ei sovellu tilanteisiin, jossa rakenteiden jännitykset menevät plastiselle alueelle.

5 Esimerkkitapaus: Vanha varastorakennus, jota laajennetaan rakentamalla kerroksia sen päälle

Tässä luvussa tutkitaan laskennallisesti jatkuvan sortuman vastustuskykyä eräälle paikallavaluna rakennetulle varastorakennukselle, jonka päälle rakennetaan uusi pääosin elementtirakenteinen asuinkerrostalo. Rakennuksen suuren kerrosmäärän, erikoisten rakenteiden ja suurten jännevälien takia rakennus on seuraamusluokaltaan vähintään luokassa CC3, ja luultavasti luokassa CC3b. Alue, jossa uusi rakennus ja vanha rakennus liittyvät toisiinsa on jatkuvan sortuman vastustamisen kannalta haasteellisin kohta, ja täten myös tämän diplomityön kannalta kiinnostavin kohta. Tämän takia rakennuksesta on valittu yksi edustava jatkuvan sortuman kannalta haasteellinen alue vanhan osan ja uuden osan rajapinnalta tarkastelua varten. Kyseisen rakennuksen uudessa osassa on pienemmät jännevälit kuin vanhassa osassa, joten rajapinnalla eräiltä uusilta pystyrakenteilta tulevat kuormitukset tulee siirtää vaakarakenteiden avulla vanhan osan pystyrakenteille. Luvun 3 alussa esitetyssä kuvassa tämä vastaa siis tilannetta B. Pystyrakenteilta tulevien kuormien siirtävät vaakarakenteet ovat jatkuvan sortuman kannalta erityinen riski [4, s. 48], minkä takia tämä alue on valittu tutkittavaksi kohteeksi. Tapaustutkimuksen kohteena on eräs tietty rakenne, mutta tässä luvussa esitetyt menettelyt ja tulokset voivat olla osittain yleistettävissä muihin samankaltaisiin kohteisiin. Rakenteellinen tarkastelu suoritetaan ohjelman RFEM versiolla 5.06.1103.

Tarkastelussa sovelletaan vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmää. Tarkastelu tehdään lineaarisella dynaamisella menetelmällä, mikä perustellaan luvussa 5.2. Tässä tapaustutkimuksessa pyritään vastaamaan seuraavaan kysymykseen:

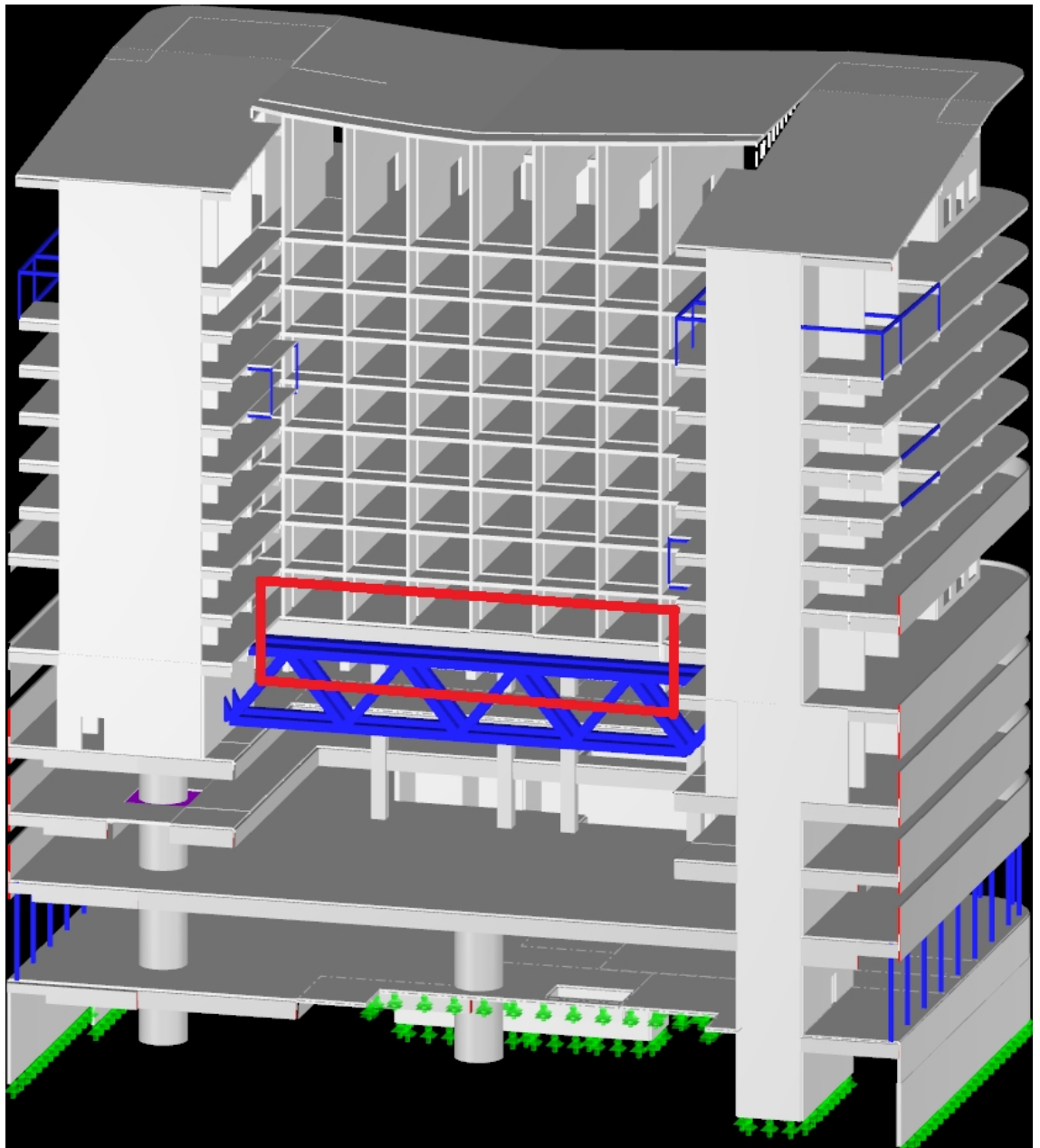
- Minkälainen vaikutus on jatkuvan sortuman huomioon ottamisella uuden ja vanhan rakennuksen rajapinnalla kohteessa, jossa seiniltä tuleva kuorma pitää ottaa vastaan vaakarakenteilla?

Lineaarisen dynaamisen menetelmän lisäksi tarkastelut suoritetaan myös lineaarisella staattisella menetelmällä, mutta ei kuitenkaan perustuen yhdysvaltalaisiin ohjeisiin. Lineaariset staattiset laskelmat suoritetaan diplomityössä niin, että lasketaan poistettavan rakenneosan tukireaktiota vastaavan voiman vaikutukset muihin rakenteisiin, ja sitten lisätään nämä superpositioperiaatetta hyödyntäen kaksinkertaisena muiden rakenteiden rasituksiin, jotka ovat määritelty mallista, jossa rakennetta ei ole

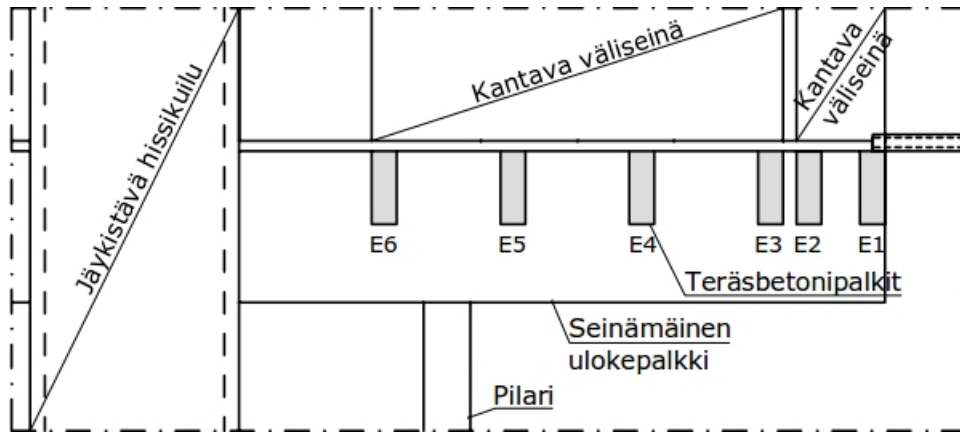
poistettu. Tällä menettelyllä saavutetaan lineaarisella tarkastelulla tulokset sellaiselle rakenteen poistotilanteelle, jossa dynaaminen suurennuskerroin on 2. Lineaarisella dynaamisella menetelmälläkin dynaaminen suurennuskerroin on useimmiten 2, mutta joissain tapauksissa se voi olla suurempi kuin 2, mikä puoltaa dynaamisen analyysin suorittamista. Esimerkiksi Ruiz-Teran, et. al tutkimuksessa [29] löydetään lineaarisesti mallinnetusta rakenteesta dynaamisia suurennuskertoimia, jotka ovat suuruudeltaan paikoitellen jopa yli 4,0. Kyseinen tutkimus suosittelee siis dynaamisen analyysin suorittamista lineaarisissakin malleissa, sillä dynaaminen suurennuskerroin 2,0 saattaa olla epäkonservatiivinen joillekin rakenteille. [29] Tämän mahdollisuuden takia tässäkin työssä suoritetaan dynaamisia analyyseja staattisten laskelmien lisäksi.

5.1 Tutkinnan kohteena oleva rakennus

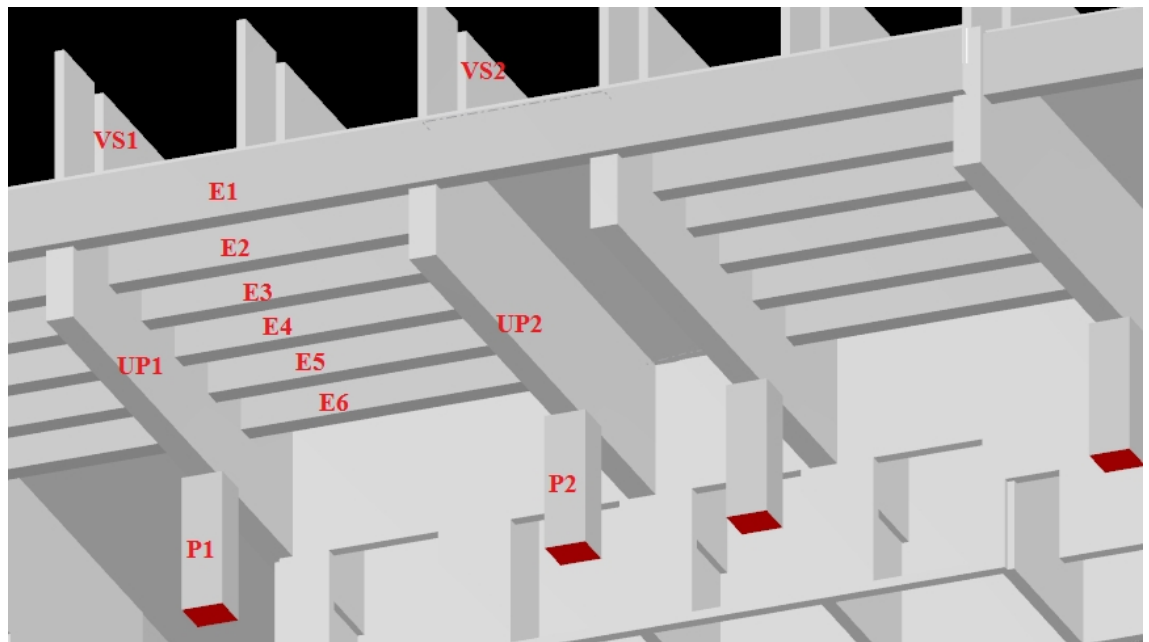
Seuraavaksi esitellään rakennus, jonka jatkuvan sortuman vastustuskykyä tässä luvussa tarkastellaan. Tarkastelun kohteena oleva alue on alla olevassa kuvassa osoitettu punaisella värillä. Laskennan nopeuttamiseksi rakennuksesta on laskentamallissa mukana vain noin kolmasosa. Pois jätetyillä rakenteilla ei ole merkittävää vaikutusta tutkittavan alueen toimintaan. Lisäksi rakennuksen sisäpihan ontelolaatat tukeutuvat tutkittavan alueen uloimpaan palkkiin, mutta niitä ei ole mallinnettu rakenteina laskentamalliin. Kyseisiä ontelolaattoja pitkin kulkeutuvat kuormat ovat kuitenkin otettu huomioon viivakuormina.



Kuva 5-1. Tapaustutkimuksen rakennus. Tutkinnan kohteena oleva alue on osoitettu punaisella.



Kuva 5-2. Tutkittava rakenne sivultapäin



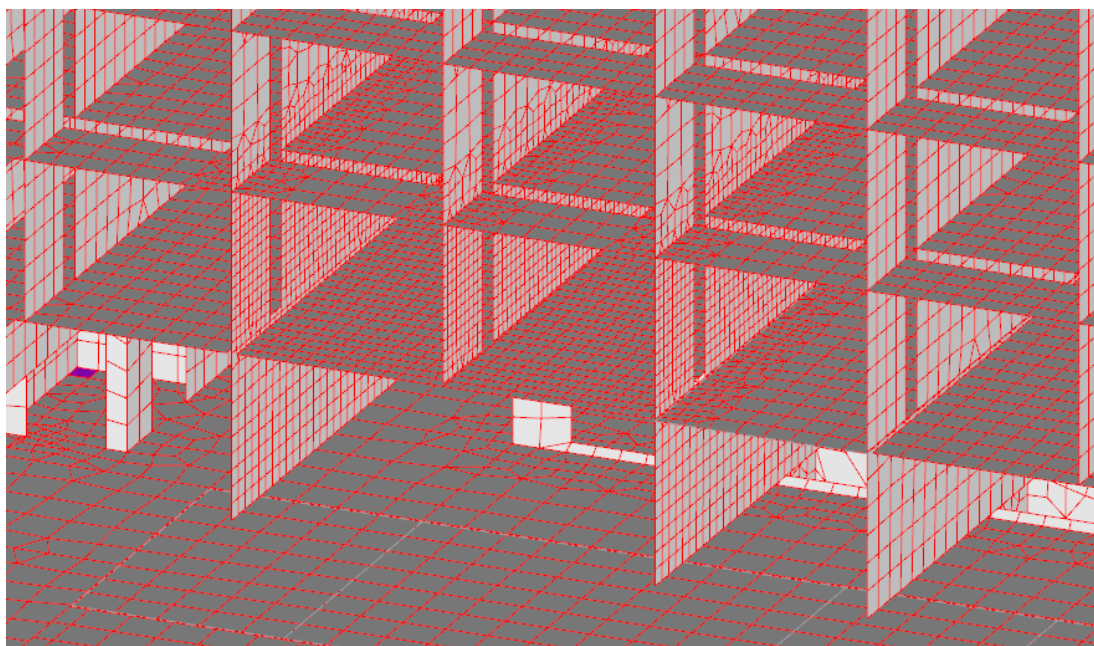
Kuva 5-3. Tutkittava rakenne laskentamallissa. Tarkastelun kohteena olevat rakenteet ovat nimetty.

Tämä rakenne sijaitsee alueella, jossa uudet asuinkerrostalot liittyvät olemassa olevaan rakennukseen. Yksiaukkoiset elementtipalkit (E1-E6) kulkevat seinämäisestä ulokepalkista (UP1 ja UP2) toiseen. Elementtipalkit tukeutuvat päistään nivelellisesti konsoleihin ja niiden tarkoitus on siirtää asuntojen välisiltä kantavilta väliseiniltä pystykuormat ulokepalkeille. Palkkien päällä on kuorilaatta, mutta se ei todellisuudessa toimi rakenteellisesti yhdessä palkkien kanssa. Pilari ja seinämäinen ulokepalkki ovat kiinnitetty toisiinsa liitoksella, joka on laakeroitu siten, että liitos ei salli ulokepalkin suuntaisten vaakavoimien kulkemista pilarille. Seinämäiset ulokepalkit on mallinnettu 600 mm paksuina ja 3100 mm korkeina laattaelementteinä, jotka ovat momenttijäykästi kiinni hissikuilussa. Niitä yhdistävät elementtipalkit ovat mallinnettu palkkielementteinä. Näiden päällä oleva kuorilaatta on mallinnettu kuorielementtinä, mutta se on reunoistaan erillään ulokepalkeista. Täten kaikki välipohjaan kohdistuva kuormitus päättyy elementtipalkkien kautta ulokepalkeille, paitsi hissikuilun puoleiselta päädyltä, jossa kuorilaatta tukeutuu nivelellisesti hissikuiluun.

Kuten mainittu, kuorilaatta ei toimi elementtipalkkien kanssa liittorakenteena, vaan elementtipalkit ovat suorakulmaisia. Laskentamallissa ne ovat kuitenkin mallinnettu toimivan liittorakenteena, jotta luvun 5.2 tarkastelu olisi mahdollista toteuttaa niin, että poistettavan palkin omapaino siirtyy viereisille palkeille laatan kautta. Tämä saavutetaan määrittelemällä palkin tilalle sen omapainoa vastaava viivakuorma sen jälkeen kun palkki on poistettu mallista. Palkin mallintaminen liittorakenteena aiheuttaa sen, että sillä on laskentamallissa suurempi jäykkyys kuin todellisuudessa. Tämä on otettu huomioon vähentämällä sen jäykkyyttä niin, että se vastaa suorakulmaisen halkeilleen palkin jäykkyyttä.

Laattaelementtien elementtiverkkojen silmäkoot on määritelty mallissa seuraavalaisesti:

- Ulokepalkit UP1 ja UP2: 300 mm x 300 mm
- Elementtipalkkien päällä oleva kuorilaatta: 300 mm x 300 mm
- Elementtipalkkien päällä olevat väliseinät: 200 mm x 200 mm
- Asuinkerrostalon rakenteet: 500 mm x 500 mm
- Tutkittavia rakenteita alempana olevat rakenteet: 800mm x 800 mm



Kuva 5-4. Elementtiverkot tutkinnan kohteena olevalla alueella. Pilarit ja elementtipalkit ovat piilotettu kuvasta.

Asuinkerrostalojen väliseinät ovat 200 mm paksuja teräsbetoniseiniä, ja ne sijaitsevat n. 4 metrin välein. Parveke on kiinnitetty mallissa asuinkerrostaloon lyhyillä palkeilla, jotka välittävät vain vaakakuormia. Väliseinät ovat mallinnettu kuorielementteinä. Niitä yhdistävät 370 mm korkeat ontelolaatat. Nämä ontelolaatat on mallinnettu kuorielementteinä, joiden jäykkyys on määritelty "tehollisten korkeuksien" avulla, ja jotka ovat päistään nivelellisiä. Jäykkyys määritellään niin, että laatan ase-
tuksiin syötetään sellaisen umpinaisen betonilaatan paksuus, jolla olisi vastaava

jäykkyys kuin ontelolaatalla. Nämä ontelolaatat ovat teholliselta korkeudeltaan 341 mm kantavaan suuntaan, ja 34,1 mm ei-kantavaan suuntaan. Näin laattojen jäykkyys on ei-kantavaan suuntaan vain 0,1 % niiden jäykkyydestä kantavaan suuntaan. Lisäksi ontelolaattojen ei-kantavat reunat on mallinnettu niin, että ne eivät voi siirtää pystysuuntaisia kuormia pystyrakenteille. Näin varmistetaan, että laatat toimivat mallissa oikealla tavalla, ja ne vievät kuormia vain niille seinille, joihin ne tuetaan. Laattojen omapainoksi on valittu $5,6 \text{ kN/m}^2$, mikä on saumattujen ontelolaattojen omapaino, johon on lisätty $0,5 \text{ kN/m}^2$, mikä ottaa huomioon mahdolliset pintarakenteet. Parvekkeiden laatat ovat 280 mm paksuja betonilaattoja, jotka ovat tuettu molemmista päistään nivelellisesti.

Laskentamallissa hyötykuorma on määritelty seuraavalla tavalla:

- Asunnot: $2,0 \text{ kN/m}^2$
- Parvekkeet: $2,5 \text{ kN/m}^2$
- IV-konehuoneet: $7,5 \text{ kN/m}^2$
- Varastot: $7,5 \text{ kN/m}^2$
- Sisäpiha: $5,0 \text{ kN/m}^2$

Lumikuorma on määritelty sekä rakennuksen vesikatolle, että sisäpihalle. Vesikatolla lumikuorma on suuruudeltaan yleensä $2,2 \text{ kN/m}^2$, mutta vesikaton aaltoilevan muodon vuoksi se saa paikoitellen arvon $2,6 \text{ kN/m}^2$ pienen kinostuksen takia. Sisäpihalla oletetaan, että sinne satava lumi pysyy siellä. Täten siellä käytetään lumikuorman ominaisarvoa Helsingissä, eli $2,75 \text{ kN/m}^2$.

GSA:n ohjeissa vaakakuormat jätetään kokonaan pois vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysissä, koska GSA ei katso niiden olevan tärkeitä sellaisessa tarkastelussa, jossa jokin rakenneosat oletetaan sortuneeksi. Tämän diplomityön tarkastelussa kuitenkin käytetään eurokoodin onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmää, jossa esimerkiksi tuulikuormaa ei jätetä pois.

Lisäksi tuulikuormalla on tässä tapauksessa vaikutus tarkasteltavien palkkien rasi-
tusten kannalta, koska negatiiviseen X-suuntaan puhaltava tuuli työntää asuinkerrostaloa uloketta kohti, mikä johtaa siihen, että tutkittavilla palkeilla tulee lisää kuormaa. Vaikutukseltaan tämä on tämän rakennuksen tapauksessa suunnilleen samaa suuruusluokkaa kuin lumikuorman huomioon ottaminen, eli tämä vaikutus on merkittävä. Täten se on otettava huomioon. Rakennus sijaitsee meren rannalla, joten tuulikuorman laskennassa on valittu maastoluokka 0. Tuulikuormaksi on laskettu Eurokoodin mukaan työntäväksi kuormaksi (D) $1,128 \text{ kN/m}^2$ ja imuksi rakennuksen toiselle puolelle (E) $0,579 \text{ kN/m}^2$.

Onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmä esiteltiin luvussa 2.7. Laskennassa käytetään seuraavanlaista kuormitusyhdistelmää.

$$G_{kj.sup} + G_{kj.inf} + A_d + \Psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Hyötykuorman yhteydessä tosin käytetään pienempää yhdistelykerrointa Ψ_2 , vaikka sen vaikutus onkin usein suurin kaikista muuttuvista kuormista. Täten suurin kuormitus tulee sellaisesta yhdistelmästä, jossa pääasiallisesti muuttuvaksi kuormaksi valitaan joko lumi- tai tuulikuorma. Tässä tapauksessa negatiivisen X-akselin suuntainen tuuli aiheuttaa vähän lumikuormaa suuremmat taivutusmomentit tarkasteltaviin palkkeihin, joten se valitaan pääasiallisesti muuttuvaksi kuormaksi. Kuormitusyhdistelmäksi saadaan siis seuraavanlainen yhdistelmä.

$$1,0 * G_k + (0,3 \text{ tai } 0,8) * Q_k + 0,2 * Q_s + 0,2 * Q_w$$

missä

G_k on omapaino

Q_k on hyötykuorma

Q_s on lumikuorma

Q_w on tuulikuorma

Kuormitusyhdistelmässä tulee huomioida, että asuintiloissa standardin SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen mukaan yhdistelykertoimen Ψ_2 arvo on 0,3, kun taas vastaava arvo on varastoissa 0,8. Tämä suurempi yhdistelykertoimen arvo on käytössä myös IV-konehuoneissa. Rakenteille lasketaan voimasuureet myös murtorajatilassa, jotta voidaan vertailla onnettomuustilanteen voimasuureita niihin voimasuureisiin, joita varten kyseiset rakenteet mitoitettaisiin ilman onnettomuustilanteen tarkastelua. Murtorajatilassa yhdistelmä esitellään seuraavaksi.

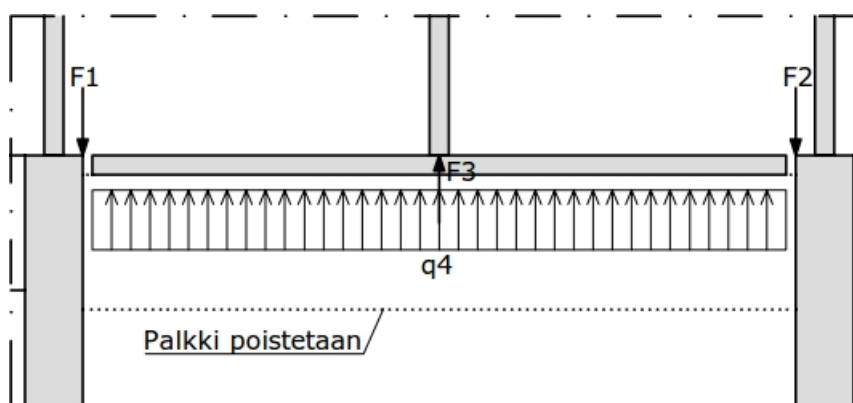
$$1,15 * 1,1 * G_k + 1,5 * 1,1 * (Q_k + 0,7 * Q_s + 0,6 * Q_w)$$

Rakennuksen seuraamusluokka on CC3, joten kertoimen K_{FI} suuruus on 1,1. Hyötykuorma on valittu pääasiallisesti muuttuvaksi kuormaksi, koska se on muuttuvista kuormista vaikutuksiltaan suurin. Lumikuorman ja tuulikuorman yhdistelykertoimet Ψ_0 on valittu Suomen kansallisen liitteen mukaan.

5.2 Rajapinnalla olevan palkin sortuminen alkusortumana

Kirjallisuudessa vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmässä poistettava rakenne on yleensä pystyrakenne, eli pilari tai seinä. Pystyrakennetta kannatteleva vaakarakenne, kuten palkki, voi myös johtaa sortuessaan jatkuvaan sortumaan. Jos yksi edellä mainituista elementtipalkeista sortuu, sen vieressä oleville betonipalkeille siirtyy lisää kuormia, mikä saattaa aiheuttaa niiden sortumisen. Näin alkaisi veto- ketjutyypinen jatkuva sortuma, jossa yhden rakenteen sortuminen aiheuttaa vieressä olevien rakenteiden sortumisen. Tämänlaisessa tapauksessa syntyy siis tarve teh-

dä analyysi, jossa yhden palkin oletetaan sortuvan. Jos kaikki nämä yksiaukkoiset palkit sortuvat, yllä oleva seinä menettää tukensa kokonaan, ja jatkuvalta sortumalta voitaisiin vielä mahdollisesti välttyä köysirakenteiden avulla. Tämä kuitenkin aiheuttaisi merkittävän heilahduksen siihen suuntaan, johon rakennus on tuettu ulokkeellisesti, mikä voi pahimmillaan johtaa asuinkerrostalon kaatumiseen rakennuksen sisäpihalle päin. Tästä syystä kyseiset palkit on järkevintä mitoittaa niin, että ne kestävät palkkeina myös silloin, kun yksi niistä oletetaan sortuneeksi. Tällöin palkit pysyvät paikoillaan ja asuinkerrostalon heilahdus jää pieneksi. Lisäksi materiaalit pysyvät kimmoelastisella alueella, joten lineaarinen dynaaminen menetelmä soveltuu hyvin tämän tilanteen tutkimiseen. Yhdysvaltalaiset ohjeistukset toimivat diplomityön dynaamisessa analyysissä vain opastavana tietona (esimerkiksi tukivoiman poistamisajan osalta), mutta niitä ei ole diplomityössä tarkoitus noudattaa kokonaisuudessaan.



Kuva 5-5. Palkin poistomenetelmä

Palkin poistomenetelmä laskevalla kuormalla on seuraavanlainen. Palkki poistetaan rakennemallista kokonaan ja sen tilalle laitetaan laattaan vaikuttava viivakuorma, jonka suuruus vastaa palkin omapainoa. Palkin kiinnitykset kuorilaattaan ovat riittäviä estämään palkin putoamisen, joten sen omapaino pitää jättää vaikuttamaan laattaan. Palkkia ei jätetty malliin mukaan, koska sen aiheuttamalla jäykkyydellä todettiin olevan epäkonservatiivinen vaikutus laskennassa. Dynaamisessa laskennassa palkin tulee olla kantava ennen kuin se poistetaan. Tämä saavutettiin lisäämällä rakennemalliin palkin vaikutukset kuormina, kuten kuvassa 5-4 esitetään. Nämä kuormat löytyvät onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmästä sellaisesta mallista, jossa palkkia ei ole vielä poistettu. Pistekuormat $F1$ - $F3$ löytyvät mallista suoraan, kun taas viivakuorman $q4$ suuruus voidaan laskea käsin voimatasapainon avulla, tai sen voi päätellä palkin leikkausvoiman kulmakertoimesta.

GSA:n mukaan tukivoimat pitää poistaa ajassa, joka on pienempi kuin kymmenesosa välipohjan ensimmäisen ominaistaajuuden jaksonajasta. Kyseinen jaksonaika on tarkoitus laskea mallista, jossa poistettava rakenne on poistettu. GSA kuitenkin suosittelee, että tukivoima poistetaan mahdollisimman nopeasti. Kun tukivoima poiste-

taan nopeasti, se johtaa suurempaan dynaamiseen vaikutukseen, ja on täten konservatiivisempaa kuin tukivoiman poistaminen hitaasti. Välipohjan ominaistajuus voidaan laskea RFEM:in RF-DYNAM – moduulilla. Jaksonaika selvitetään yksinkertaisesti seuraavalla yhtälöllä.

$$T = 1/f \quad (7)$$

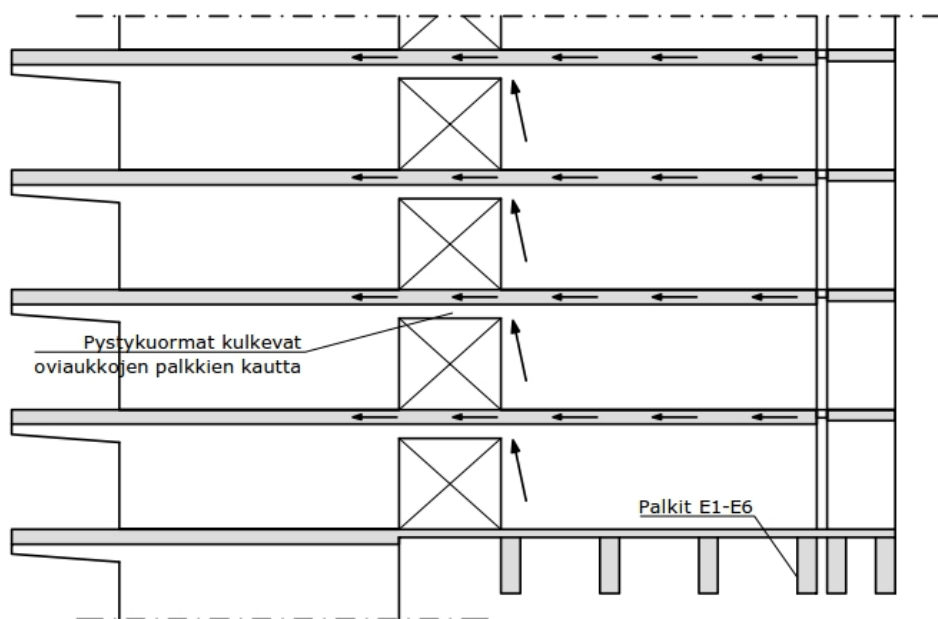
missä

T on värähtelyn jaksonaika [s]

f on (ominais)taajuus [Hz; 1/s]

Ulokepalkit UP1 ja UP2 värähtelevät taajuudella 0,92 Hz. Kuorilaattaa kannattelevat elementtipalkit E1-E6 värähtelevät taajuudella 7,95 Hz, jos mitään elementtipalkkia ei ole poistettu rakennemallista. Tämä on melko suuri taajuus, mutta se selittyy sillä, että kahdeksan metrin jännevälin omaavaa välipohjaa kannattelee 1400 mm korkeat palkit, jotka ovat suunnilleen kahden metrin etäisyydellä toisistaan. Välipohja on siis useimpia välipohjia jäykempi, mikä johtaa suureen ominaistajuuteen. Elementtipalkin poistamisella on ominaistajuutta pienentävä vaikutus, koska se pienentää välipohjan jäykkyyttä. Esimerkiksi, kun palkki E2 poistetaan rakennemallista, saadaan välipohjan ominaistajuudeksi 7,51 Hz. Määritellään tukivoimien poisto aika kuitenkin mallista, josta mitään palkkia ei ole poistettu, sillä suuremman ominaistajuuden käyttäminen johtaa pienempään jaksonaikaan, ja täten konservatiivisempaan tukivoiman poistoaikaan. Taajuutta 7,95 Hz vastaava jaksonaika on 0,126 s. Tukivoimat voidaan siis poistaa enintään ajassa 12 ms. Valitaan tukivoimien poistoajaksi 8 ms, mikä on vähemmän kuin T/10. Aika-askeleena käytetään arvoa 8 ms. Tämän aika-askeleen todettiin antavan tuloksille tarpeeksi suuren "resoluution", jotta niihin voi luottaa, ainakin tämän laskentamallin tarkkuuden puitteissa. Aika-askeleen pitäisi olla tukivoimien poistoaikaa pienempi, mutta erillisessä laskelmassa todettiin että tämä ei aiheuta suurta virhettä. Vaimennuskertoimenä käytetään arvoa 0,05, koska tämä on kirjallisuudessa yleisesti käytetty arvo teräsbetonirakenteiden tapauksessa. Vaimennus mallinnettiin käyttämällä Lehrin vaimennusta. Tämän vaimennuskertoimen käyttäminen vähentää dynaamisia vaikutuksia jonkin verran, joten pienemmän vaimennuskertoimen käyttäminen johtaisi varmemmalla puolella oleviin tuloksiin.

Kun mallista poistettiin mikä tahansa elementtipalkeista E1-E6, jäljellä oleville palkeille yhteensä tuleva kuormitus pieneni. Tämä ilmeni jo staattisessa laskelmassa. Syynä tähän on se, että palkin poistuessa palkkien muodostaman välipohjan jäykkyys pienenee, mikä aiheuttaa kuormien siirtymisen lähistöllä sijaitseville jäykemmille alueille. Seuraavassa kuvassa esitetään pääasialliset reitit, joita pitkin kuormitus kulkee palkeilta pois.

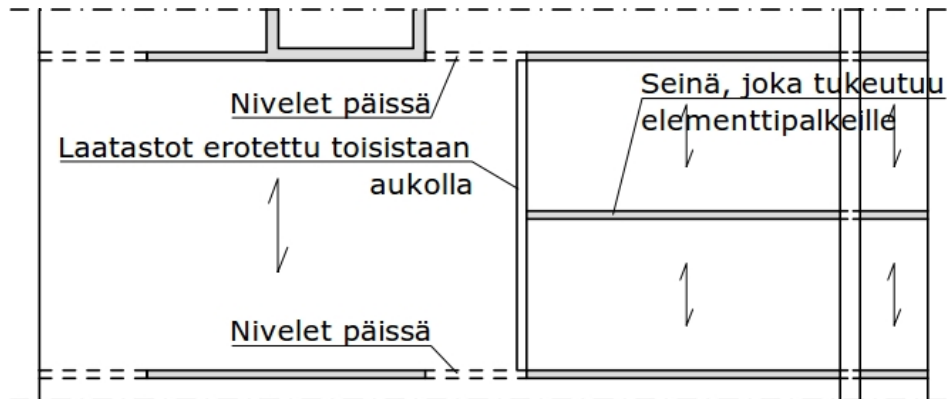


Kuva 5-6. Pystyleikkaus. Kuormien siirtyminen pois palkeilta

Tämä kuormansiirtoreitti vie kuormitusta pois palkeilta, joten sillä on jäljelle jääneiden palkkien kestämisen kannalta edullinen vaikutus. Palkkien sortumisella olisi kuitenkin todennäköisesti niin suuret seuraamukset, että niiden suunnittelussa kannattaa soveltaa oletuksia, jotka ovat varmallalla puolella. Palkkien poistot suoritettiin käyttäen menetelmänä laskevaa impulssikuormaa. Poisto suoritettiin palkeille E2-E6. Palkin E1 poistoa ei suoritettu, koska sen poistaminen edellyttäisi sisäpihan rakenteiden sisällyttämistä rakennemalliin. Palkkien poistaminen suoritettiin RFEMin RF-DYNAM Pro – moduulilla.

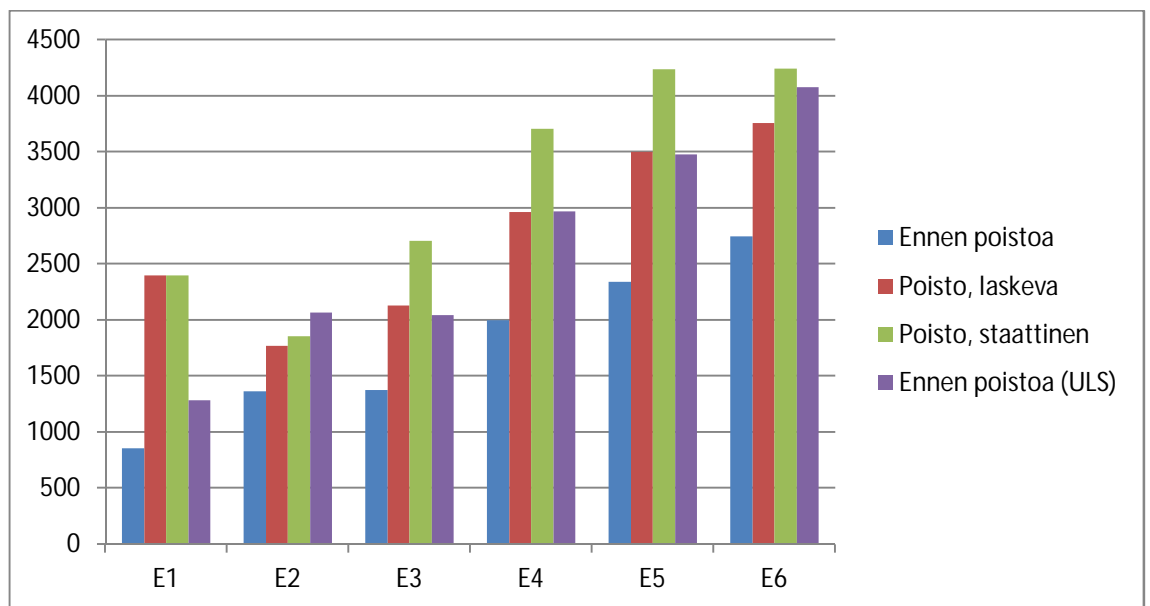
Kuvassa 5-6 oviaukkojen yläpalkkeihin muodostuu niin suuria leikkaus- ja vetojännityksiä, että ne eivät kestäisi tämänlaista kuormansiirtoreittiä. Tästä johtuen mallia muokattiin sellaiseksi, että kuormilla ei ole mahdollisuutta kulkea edellä esitettyä reittiä pitkin pois elementtipalkeilta. Alla olevassa vaakaleikkauksessa esitetään periaate, jolla tutkittavan alueen yläpuoliset välipohjat on mallinnettu. Tämä muutos johti merkittäviin muutoksiin elementtipalkkien taivutusmomenteissa. Palkin E6 momentti kaksinkertaistui, kun taas muiden palkkien momentit kasvoivat vähemmän. Pinta-alojen avulla käsin laskettu palkeille E4 ja E5 kohdistuva pistekuorma on 834 kN, ja mallista löytyvät arvot ovat 880 kN ja 1046 kN. Käsin laskettu arvo ei sisällä kevyen väliseinän ja kevyen ulkoseinän omapainoa, eikä myöskään tuulen vaikutusta, toisin kuin rakennemalli. Tämä käsinlaskenta tukee sitä, että kuormitukset kulkevat mallissa palkeille, eivätkä kulje vieressä oleville jäykemmille rakenteille. Lisäksi tämä tarkistettiin suorittamalla staattinen laskelma niin, että kaikki palkit ovat ehjiä, ja niin että yksi palkki mallinnettiin sortuneeksi. Kun palkit ovat kaikki ehjiä, niissä vaikuttavien taivutusmomenttien maksimiarvojen summa on 10675 kNm. Kun palkki E5 poistettiin mallista ja korvattiin viivakuormalla, vastaava summa on 10677 kNm. Tämä vahvistaa sen, että kuormat eivät kulje vieressä olevil-

le rakenteille, vaan ne kulkevat vain elementtipalkeille. Tämän perusteella todetaan, että rakennemalli on luotettava tutkittavan alueen toiminnan osalta.

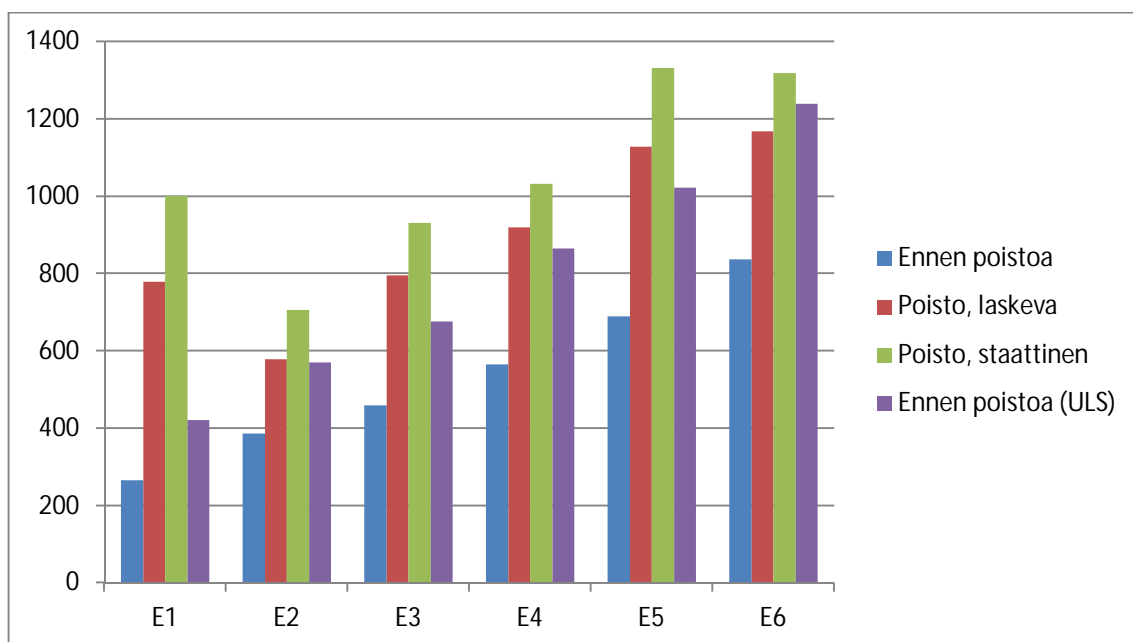


Kuva 5-7. Palkkien yllä olevien välipohjien mallinnusperiaate

Seuraavaksi esitetään laskennasta saadut tulokset. Kaikkien palkkipoistolaskelmien tulokset löytyvät tämän diplomityön liitteestä 3.



Kuva 5-8. Palkkien voimasuureet, taivutusmomentti [kNm]



Kuva 5-9. Palkkien voimasuureet, leikkausvoima/tukivoima [kN]

Yllä esitetyissä kaavioissa "ennen poistoa" arvot ovat laskettu mallilla, jossa kaikki palkit ovat kantavia. "Poisto" arvot ovat dynaamisen tarkastelun tuloksia. Jokaiselle eri palkille on siis poimittu se tulos, joka on suurin. On tärkeää huomata, että dynaamisista laskelmista saatuja voimasuureita ei voida suoraan verrata murtorajatilan voimasuureisiin, koska eurokoodissa materiaalien osavarmuuskertoimet ovat erisuuruisia onnettomuusrajatilassa ja murtorajatilassa. Tämä johtaa siihen, että murtorajatilassa mitoitettu palkki kestää onnettomuusrajatilassa jonkin verran enemmän taivutusmomenttia ja leikkausvoimaa. Näiden palkkien tapauksessa osavarmuuskertoimien aiheuttama ero kapasiteeteissa on suuruusluokaltaan 15–20 %. Yllä esitettyjen tulosten perusteella murtorajatilalla on taivutusmomentin osalta mitoitettava palkin E6 ja E2 osalta, kun taas onnettomuusrajatilalla on mitoitettava palkkien E1, E3, E4, ja E5 osalta. Leikkausvoiman kannalta murtorajatilalla on mitoitettava vain palkille E6, mutta ero ei ole suuri. Palkit E1 ja E2 ovat jatkuvan sortuman estämisen kannalta epäedullisia, koska suurin osa niihin kohdistuvasta kuormasta tulee parvekkeiden väliseinältä, joka tukeutuu vain näihin kahteen palkkiin. Täten toisen palkin sortuessa kaikki parvekkeilta kyseistä väliseinää pitkin kulkeva kuorma siirtyy yhden palkin varaan. Tästä johtuen palkin E2 mitoitettava taivutusmomentti on melkein varmasti se tilanne, jossa palkki E1 sortuu. Tätä tilannetta ei kuitenkaan tässä diplomityössä tarkasteltu. Yllä olevat kaaviot ovat siis palkin E2 osalta väärin, koska kyseisen palkin mitoitettava tarkastelua ei suoritettu. Lisäksi käytännön suunnittelussa pitäisi myös varmistua siitä, että laatta ei romahda, vaikka yksi palkki menetettäisiinkin.

Linearisessa dynaamisessa analyysissä dynaamisen kertoimen pitäisi olla suunnilleen 2, mikä johtaa useimmissa tapauksissa siihen, että staattisella analyysillä ja dynaamisella analyysillä saavuttaisiin suunnilleen samaan tulokseen. Tässä tapaukses-

sa dynaamisella analyysillä saatiin tosin staattiseen analyysiin verrattuna pienempiä tuloksia. Tämä johtuu monista syistä. Esimerkiksi laskelmissa käytetty vaimennuskerroin 0,05 ehtii vaimentaa rakenteiden värähtelyä jonkin verran jo ennen kuin se saavuttaa suurinta dynaamista vastetta. Lisäksi rakenteiden värähtely on jatkuva tapahtuma ja sen jakaminen diskreetteihin aika-askeliin saattaa aiheuttaa laskennallista vaimenemista. Tässä tapauksessa myös sillä on huomattava vaikutus, että palkkeihin tukeutuu sekä laatta, että niiden yllä oleva väliseinä. Yhden palkin poistamisen seurauksena laatta ja väliseinä värähtelevät eri jaksonajalla, jolloin niiden suurimmat dynaamiset vaikutukset eivät vaikuta palkkeihin samanaikaisesti. Tämä vähentää palkkien rasituksia. Staattisessa laskelmassa aikaa ei oteta huomioon, joten laatalta ja seinältä tulevien kuormitusten huiput kohdistuvat staattisessa laskelmassa palkkeihin samanaikaisesti.

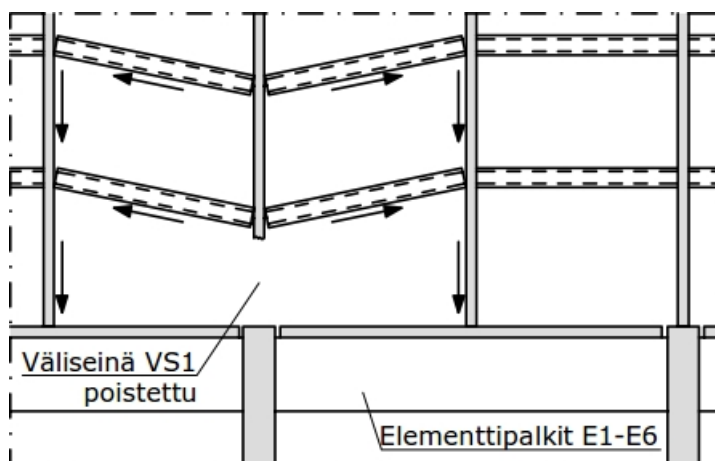
Näistä tuloksista ilmenee selkeästi se, että dynaamiset vaikutukset ovat huomattavasti vähemmän kriittisiä, mitä useammalle rakenteelle kuorma on jaettu. Pidemmältä väliseinältä tuleva kuorma on jaettu neljälle palkille, ja dynaamiset vaikutukset ovat merkittäviä, mutta eivät liian suuria. Ne aiheuttavat toteutettavissa olevia lisäyksiä tarvittavaan raudoitukseen. Parvekkeiden lyhyeltä väliseinältä tuleva kuorma on jaettu vain kahdelle palkille, ja palkin E1 tuloksista nähdään, että dynaamiset vaikutukset ovat erittäin suuria palkin E2 sortuessa. Tämän palkin taivutusmomentti on mahdollista mitoittaa kestämään onnettomuustilanteen taivutusmomentin, mutta tämä aiheuttaa merkittävän lisän tarvittavan raudoituksen määrään. Yleisesti ottaen on suositeltavaa jakaa kuorma suuremmalle määrälle rakenteita, tai vaihtoehtoisesti suunnitella toinen kuormansiirtoreitti, joka aktivoituu vasta palkin sortumisen jälkeen. Tällainen ratkaisu olisi esimerkiksi teräskaapelit, jotka ottavat vastaan vetoa vasta sitten, kun seinä pyrkii yhden palkin sortumisen seurauksena liikkumaan alas päin.

Toinen työkalu dynaamisten vaikutusten vähentämisessä on palkkien sijoittelun optimointi. Tässä tapauksessa palkit E3-E6 ovat sijoitettu tasaisin välimatkoin väliseinän alle. Tuloksista kuitenkin nähdään, että väliseinä nojaa jonkin verran palkkia E6 kohti, johtuen seinämäisten ulokepalkkien rajallisesta jäykkyydestä, jolloin sen puolen palkeille kohdistuu enemmän kuormaa kuin toisen puolen palkeille. Mitä kuormitetumpi palkki on, sitä suurempi määrä kuormitusta siirtyy dynaamisesti muille rakenteille sen sortuessa. Tässä tapauksessa palkkien E3-E5 mitoittavin taivutusmomentti aiheutuu palkin E6 sortumisesta. Dynaamista vaikutusta voitaisiin siis vähentää sijoittelemalla palkkeja sillä tavalla, että niihin kohdistuu yhtä suuri määrä kuormitusta. On kuitenkin tärkeää ottaa huomioon eri kuormitusyhdistelmät, koska palkkeihin kohdistuvat kuormitukset vaihtelevat kuormitusyhdistelmittäin.

5.3 Alkusortumana seinämäisen ulokepalkin päällä olevan väliseinän VS1 sortuminen

Asuinkerrostalon väliseinistä joka toinen on ulokepalkin päällä, kun taas joka toinen on betonielementtipalkkien päällä. Jos ulokepalkin päällä oleva väliseinä sortuu, sen vieressä oleville väliseinille siirtyy lisää kuormaa. Uuden asuinkerrostalon välipohjien kyky vastustaa jatkuvaa sortumaa ei kuulu tähän diplomityöhön, vaan niiden oletetaan toimivan esimerkiksi köysirakenteena yhden väliseinän sortumisen jälkeen. Sortuneen väliseinän molemmilla puolilla olevat seinät tukeutuvat palkkien päälle, joten palkkeihin kohdistuu myös tavallista suurempi kuormitus. Tämä saattaa vaikuttaa merkittävästi myös ulokepalkkien ja pilareiden voimasuureisiin, joten nämäkin tarkistetaan väliseinän poiston yhteydessä. Tämä analyysi suoritetaan käyttäen lineaarista dynaamista menetelmää. Luvussa 5.2 mainittujen syiden perusteella nämä rakenteet pyritään suunnittelemaan niin, että ne toimivat kimmoelastisella alueella myös onnettomuustilanteessa. Lisäksi, jos rajapinnan elementtipalkit E1-E6 muuttuvat köysirakenteiksi väliseinän VS1 sortumisen seurauksena, tämä johtaa siihen tilanteeseen, että asuinkerrostalossa pitäisi syntyä monen jännevälin yli kulkeva köysirakenne. Näin suuressa köysirakenteessa vaikuttaisi niin suuret vetovoimat, että sen onnistuminen on kyseenalaista, ja on järkevämpää suunnitella palkit E1-E6 sellaisiksi, että ne kestävät palkkeina, jolloin näin suurta köysirakennetta ei tarvittaisi.

Eurokoodin EN 1991-1-7 Suomen kansallisessa liitteessä mainitaan, että poistettaessa väliseinää, poistettavan osion pituus tulee olla enintään 2,25 kertaa kerroskorkeuden. [3, s. 21] Yhdysvaltain puolustusministeriö taas sanoo, että poistettavan osion pituus tulee olla enintään 2 kertaa kerroskorkeuden verran, ja jos jokin muu kantava pystyrakenne on enintään 0,3 kertaa kerroskorkeuden etäisyydellä poistettavasta seinäosiesta, niin tämä toinen rakenne pitää myös poistaa samanaikaisesti. [6, s. 37] Tässä tapauksessa kerroskorkeus on 3 m, joten betoninormikortin mukaan siitä tulisi poistaa 6,75 metriä. Tämä vie seinästä pois suurimman osan, mutta päätyyn jää 0,75 m pitkä seinä. Jos kyseinen seinä sortuu, on epätodennäköistä, että siitä jäisi pystyyn 0,75 m pitkä pätkä seinän päätyyn. Tästä syystä seinä poistetaan mallista kokonaan. Lisäksi seinän lähellä on erillinen 1,7 metriä pitkä seinä, johon parvekkeet tukeutuvat. DoD:n ohjeen mukaan tämä seinä pitäisi myös poistaa. Eurokoodi ei vaadi tätä poistettavaksi, mutta Eurokoodin antamat ohjeet tämänlaisen analyysin suorittamiseen ovat puutteelliset. On myös mahdollista että alkutekijä, joka aiheuttaa seinän sortumisen aiheuttaa myös vieressä olevan pienemmän seinän sortumisen. Lisäksi kyseisen seinän poistaminen on konservatiivisempi oletus kuin sen jättäminen malliin. Tässä tarkastelussa poistetaan siis asuntojen välinen väliseinä kokonaan ja tämän lisäksi poistetaan myös parvekkeiden välinen väliseinä.

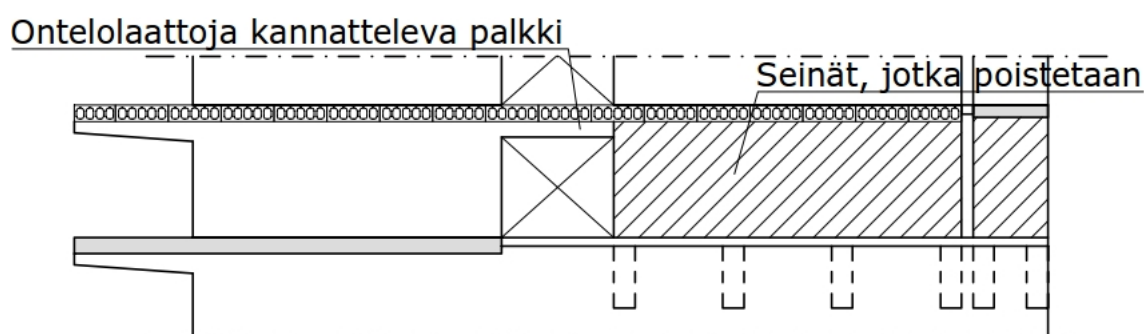


Kuva 5-10. Kantavan seinän VS1 poistaminen

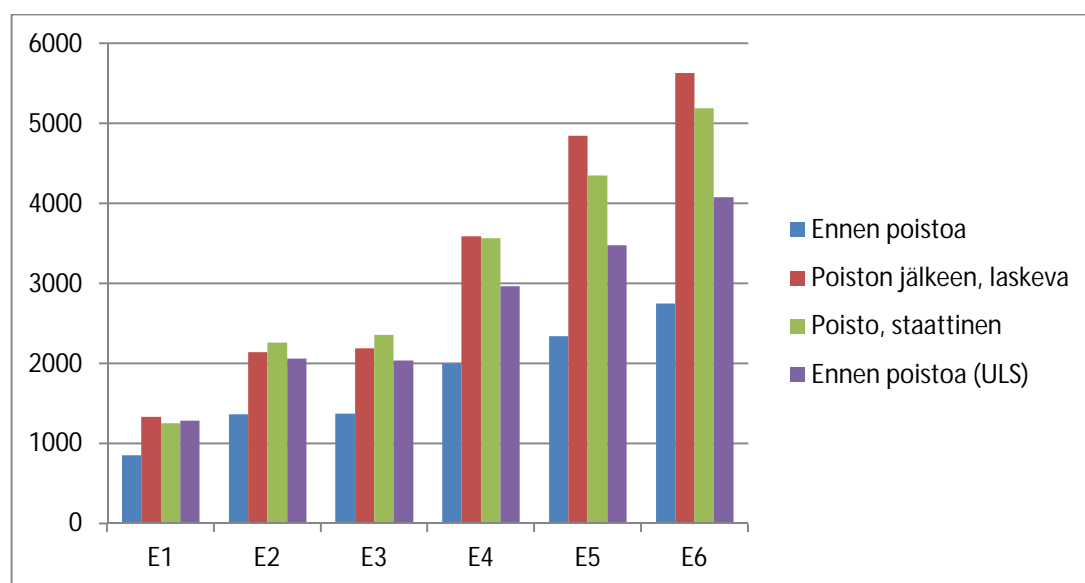
Tämän analyysin suorittamista lineaarisella dynaamisella menetelmällä vaikeuttaa se, että geometrisesti lineaarinen analyysi ei sovellu hyvin köysirakenteiden analysointiin. Silti sortuneen väliseinän yllä olevien laatasten pitää muodostaa köysirakenne, jolta kuormat siirtyvät viereisille väliseinille. Tämä päätettiin mallintaa niin, että sortuneen väliseinän yllä olevien alun perin nivelellisesti tuettujen ontelolaattojen päätyihin määriteltiin kiertymää vastustavat jouset. Tämä ei vastaa täysin köysirakenteen todellista käyttäytymistä, joten laskenta tehdään monella eri jousivakiolla, jotta saadaan käsitys siitä, kuinka suuri vaikutus jousivakion valinnalla on. Lisäksi saatujen tulosten realistisuutta ja konservatiivisuutta arvioidaan vertaamalla tuloksia staattiseen laskelmaan. Ensimmäinen jousivakio valitaan sillä perusteella, että köysirakenteen staattiseksi siirtymäksi poistetun seinän kohdalla saadaan Betoninormikortti 23:n mukainen $L/5-L/4$. Tämän jousivakion suuruudeksi löydettiin kokeilemalla 220 kNm/rad/m , mikä johti suunnilleen siirtymään $0,23 \cdot L$. Tämän jälkeen kokeillaan tätä oleellisesti suurempaa ja pienempää jousivakiota, jotta tuloksia voidaan vertailla. Suuremmaksi jousivakioksi valittiin kolminkertainen arvo 660 kNm/rad/m , ja pienemmäksi jousivakioksi valittiin vastaavasti alkuperäisestä jousivakiosta kolmasosa, eli $73,33 \text{ kNm/rad/m}$. Ennen laskelmien tekemistä, vastaavat laskelmat tehtiin pienemmällä ja yksinkertaisemmalla laskentamallilla. Tulokseksi saatiin, että suuri jousivakio kasvattaa dynaamisen vaikutuksen suuruutta, mutta johtaa siihen, että dynaaminen vaikutus on voimassa lyhyemmän ajan. Tämä aika on kuitenkin selvästi suurempi kuin alla olevien palkkien ominaistajauutta vastaava jaksonaika, joten on odotettavissa, että suurella jousivakiolla saadaan konservatiivisemmat tulokset kuin pienellä jousivakiolla. Suuri jousivakio voi dynaamisilta vaikutuksiltaan myös vastata paremmin köysirakenteen syntymistä, koska köysirakennekin luultavasti putoamisen jälkeen asettuu tasapainoon lyhyessä ajassa. Pienen jousivakion käyttäminen saattaa johtaa välipohjan liian "pehmeään" laskeutumiseen, vähentäen vaarallisesti dynaamisia vaikutuksia. Toisaalta, jousivakion ollessa suuri, välipohja putoaa lyhyemmän matkan, mikä voi johtaa tuloksiin jotka eivät ole var-

malla puolella. Tätä mahdollisuutta tarkastellaan myös, jotta saadaan parempi käsitys tulosten luotettavuudesta.

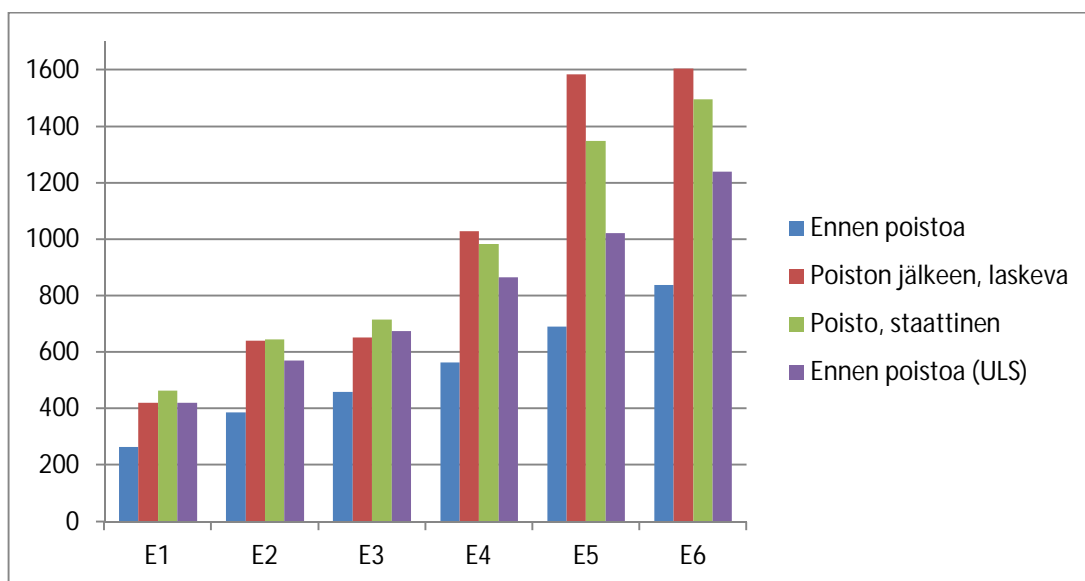
Väliseinän poistaminen suoritetaan laskevalla impulssikuormalla. Väliseinä poistetaan ajassa 10 ms, ja aika-askeleena käytetään arvoa 10 ms. Rakennemallia oli tarve muokata niin, että rakenteen poistaminen voitaisiin suorittaa. Alla olevassa kuvassa esitetty ontelolaattoja kannatteleva palkki (joka esiintyy joka kerroksessa) erotettiin poistettavasta seinästä ja palkin toinen pääty muutettiin momenttijäykäksi. Palkeilta seinille tuleva kuorma otettiin mallissa huomioon pistekuormina niissä pisteissä, joihin palkki liittyy. Näiden palkkien suunnittelussa pitää ottaa huomioon se mahdollisuus, että kumpi tahansa vieressä olevista seinistä sortuu. Tämä voidaan saavuttaa joko raudoittamalla ne myös negatiivista momenttia vastaan, jolloin ne voivat toimia ulokkeina, tai sitten kiinnittämällä ne diagonaalisesti yllä olevista betoniseinäelementeistä, jolloin ne voivat roikkua yläpuolelta vieressä olevan seinän sortuttua. Vaihtoehtoisesti palkkiin tukeutuvat ontelolaatat voivat muodostaa köysirakenteen palkin sortuttua.



Kuva 5-11. Poistettavat seinät ja huomio ontelolaattoja kannattelevista palkeista.



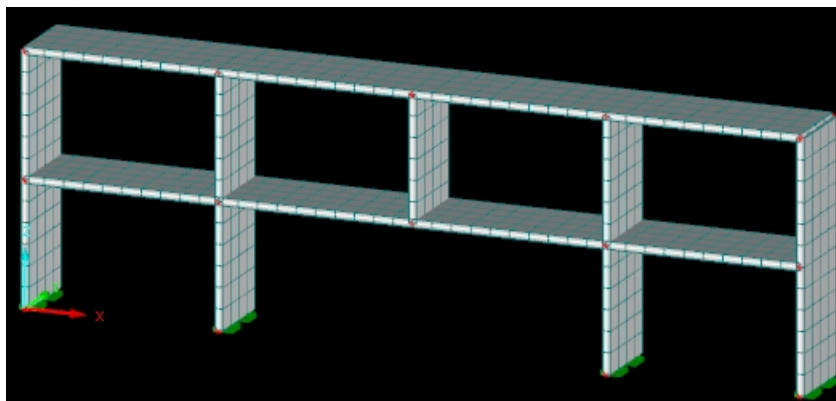
Kuva 5-12. Seinän VS1 poistamisen tulokset, palkkien taivutusmomentit [kNm].



Kuva 5-13. Seinän VS1 poistamisen tulokset, palkkien leikkaus- ja tukivoimat [kN].

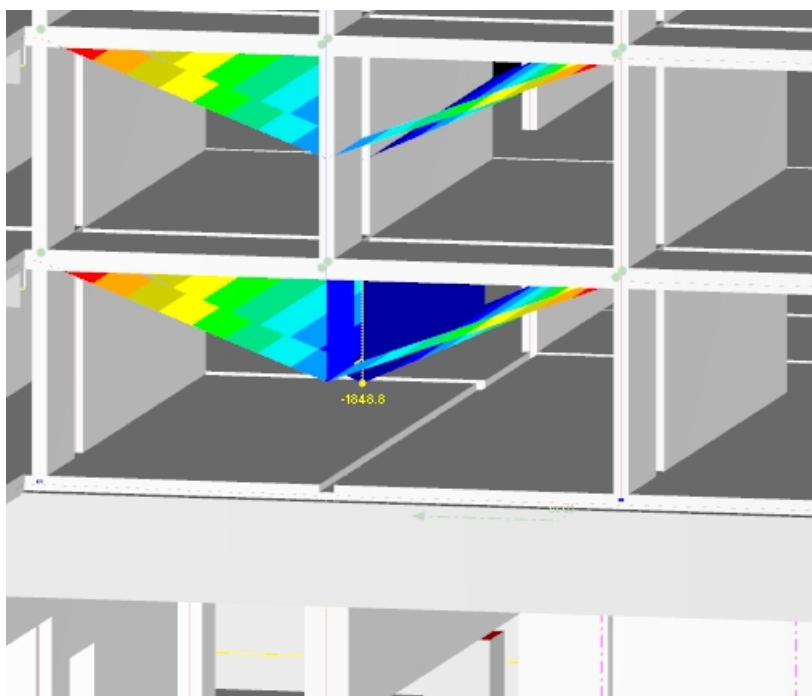
Yllä esitetään tulokset laskennasta, jossa asuinkerrostalojen välipohjien tukien jousivakioksi määriteltiin suurin arvo, eli 660 kNm/rad/m. Muut tulokset esitetään liitteessä 4. Tämä tilanne johti keskimäärin 4,8 % suurempiin taivutusmomentteihin ja leikkausvoimiin kuin tilanteessa, jossa jousivakio oli 220 kNm/rad/m. Toisaalta, kolminkertaisen jousivakion käyttäminen johti myös 0,5–2,9 % pienempiin voimasuureisiin palkeilla E1 ja E2. Tämä johtuu siitä, että niiden palkkien päällä oleva väliseinä putoaa alas nopeammin kuin muiden palkkien päällä oleva väliseinä, mikä johtaa arvaamattomiin tuloksiin. Ero oli kuitenkin tässä tapauksessa melko pieni. Pienen (73,33 kNm/rad/m) jousivakion käyttäminen johti palkkien E2-E6 tapauksessa keskimäärin 12,6 % pienempiin taivutusmomentteihin kuin 220 kNm/rad/m tapauksessa. Tämä tulos on odotusten mukainen, ja siitä voidaan päätellä että jousivakioksi ei kannata asettaa liian pientä arvoa, koska se voi johtaa epävarmalla puolella oleviin tuloksiin. Jousivakion kasvattaminen edelleen luultavasti johtaisi vielä konservatiivisempiin tuloksiin, mutta ero pienen jousivakion ja 220-jousivakion välillä on selvästi suurempi kuin ero 220-jousivakion ja suuren jousivakion välillä. Täten jousivakion nostaminen edelleen ei todennäköisesti johtaisi merkittävästi suurempiin voimasuureisiin. Tämän asian tarkistamiseksi laskenta suoritettiin vielä alkuperäiseen jousivakioon verrattuna yhdeksänkertaisella arvolla 1980 kNm/rad/m. Tämän laskelman antamat voimasuureet ovatkin vain keskimäärin 0,8 % suurempia kuin alkuperäisen 220 kNm/rad/m tapauksen voimasuureet. Pieni jousivakio johtaa välipohjien "pehmeään" laskeutumiseen, mikä vähentää dynaamisia vaikutuksia, mutta toisaalta se johtaa myös suurempaan putoamiseen, mikä lisää dynaamisia vaikutuksia. Jousivakion kasvattamisella on vastakkaiset vaikutukset. Kyseessä on siis optimointiongelmia, ja jousivakion 660 kNm/rad/m käyttäminen näyttää olevan tämän tarkastelun tapauksessa riittävän lähellä maksimia. Tilanteesta suoritettiin vielä staattinen laskelma, jossa väliseinä poistettiin ja sen korvaavan tukivoiman suuruus

kerrottiin kahdella. Tämän tilanteen aiheuttamat rasitukset palkeissa lisättiin superpositioperiaatetta hyödyntäen ehjästä rakennuksesta saatuihin tuloksiin. Tästä laskelmasta saadut tulokset esitetään kuvissa 5-12 ja 5-13. Dynaamisen analyysin rasitukset ovat tässä tapauksessa suurempia kuin staattisen analyysin rasitukset, mikä viittaa siihen, että dynaaminen suurennuskerroin on suurempi kuin 2. Tämä on yllättävä tulos, joten asiaa tutkittiin edelleen pienemmällä rakennemallilla, joka on rakenteellisesti samankaltainen kuin esimerkkitapauksen parvekkeet, mutta ei varsinaisesti ole osa kyseistä rakennusta.



Kuva 5-14. Pieni rakennemalli, jolla tutkitaan tilannetta, jossa dynaaminen kerroin näyttää olevan suurempi kuin 2. Poistettava seinä on kuvassa jo poistettu.

Tämä rakenne koostuu 200 mm paksuista betonilaatoista ja –seinistä. Laatat ovat nivelellisesti tuettuja, mutta poistetun betoniseinän yllä olevien laattojen tuille on määritelty jousivakiot 850 kNm/rad/m . Jokaiselle laatalle on lisäksi määritelty kuormitus 8 kN/m^2 . Seinän poisto suoritetaan staattisella ja dynaamisilla analyyseillä. Dynaamiset analyysit suoritetaan laskevan impulssikuorman ja nousevan impulssikuorman menetelmillä. Dynaamisissa analyyseissä edellä mainittu kuormitus on otettu huomioon massana. Tarkastelun kohteena on poistettavan seinän viereisten seinien perustuksissa oleva pystykuorma. Staattisessa laskelmassa olettaen dynaamiseksi kertoimeksi 2,0 saadaan viereisten seinien pystykuormaksi 308 kN/m . Dynaamisessa laskelmassa laskevalla impulssikuormalla pystykuormaksi saadaan 329 kN/m , ja nousevalla kuormalla 330 kN/m . Vaimennuskerroin oli 0,04 molemmissa tapauksissa. Dynaamisten laskelmien kuormitusmenettelyn valinnalla ei siis ollut suurta merkitystä, mutta dynaamisilla laskelmilla saatiin taas suuremmat rasitukset kuin dynaamisella kertoimella 2. Laskelmat suoritettiin uudestaan niin, että kaikki laatat ovat tuettu jäykästi. Staattisella laskelmalla saatiin pystykuormaksi 335 kN/m ja dynaamisella analyyseillä nousevalla impulssikuormalla saatiin 365 kN/m . Tästä voidaan päätellä että dynaamisen kertoimen kasvaminen suuremmaksi kuin 2 johtuu jostain muusta kuin jousivakioiden käyttämisestä.



Kuva 5-15. Välipohjién suurin taipuma dynaamisessa tarkastelussa laskevalla impulssi-kuormalla

Seinän VS1 sortumisella on myös vaikutus ulokepalkin UP1 ja pilarin P1 rasituksiin. Väliseinän poistaminen ei vaikuta pilarin P1 mitoitukseen. Onnettomuusrajatilassa pilariin kohdistuu pienemmät rasitukset kuin murtorajatilassa. Ulokepalkki UP1 on mallinnettu kuorielementteinä, mutta sen rasitukset voidaan tulkita käyttämällä RFEM-ohjelman "result beam" – ominaisuutta, joka kääntää esimerkiksi kuorielementtien rasitukset palkin rasituksiksi. Näin huomataan, että seinän VS1 sortumisen seurauksena ulokepalkin UP1 leikkausvoima ja taivutusmomentti pilarin kohdalla ovat n. 12 % suurempia kuin murtorajatilassa, mutta murtorajatila on silti hieman mitoittavampi materiaalien osavarmuuskertoimien takia.

Yllä olevista tuloksista nähdään, että väliseinän sortuminen on palkin sortumista mitoittavampi tapaus palkeille E4, E5, ja E6. Palkin sortuminen on mitoittavampi tapaus palkeille E1, E2, ja E3. Murtorajatila ei ole mitoittava yhdellekään näistä palkeista. Kuvaajassa esiintyvää suurinta taivutusmomenttia (5636 kNm) varten raudoittaminen vaatii raudoitusta kolmessa rivissä, mutta se on mahdollista toteuttaa tämän mittaiselle palkille. Turvautumatta puristusraudoituksiin ja välttämällä yliraudoitus, palkille saadaan onnettomuusrajatilan kapasiteetiksi enintään n. 7640 kNm (olettaen betonin lujuusluokaksi C40/50), ja tämä arvo ei ylity seinän sortuessa. Näistä tuloksista voidaan päätellä, että onnettomuusrajatilan tarkastelut voivat vanhan ja uuden rakennuksen rajapinnan vaakarakenteilla olla merkittävästi murtorajatilaa mitoittavampia, jolloin tämänlaisten tarkastelujen tekeminen on tarpeellista.

Kun rakennetaan uutta rakennusta vanhan rakennuksen päälle, tulee rajapinnalla olevien rakenteiden lisäksi varmistua myös vanhan rakennuksen rakenteiden kyvyttä vastustaa jatkuvaa sortumaa. Tämän rakennuksen tapauksessa vanhan rakennuksen pystyrakenteina toimivat ympyräpilarit, joiden halkaisija on 3000 mm, ja hissi-kuilut. Kyseiset pilarit ovat niin suuria, että ne kestävät avainasemassa mitoitettuna, mikä onkin ainoa vaihtoehto näiden pilareiden jatkuvan sortuman vastustuskyvyn varmistamiseen, sillä niiden sortuessa eurokoodin asettama hyväksyttävä vaurioitusalue ylitetään. Hissikuilujen oviaukkojen sijainnit muuttuvat osittain, ja näitä muutoksia tehtäessä tulee suunnittelussa huomioida se mahdollisuus, että jokin osa hissi-kuilusta ei kestä avainasemassa mitoittamiseen käytettävää vaakakuormaa. Uuden rakennuksen osalta jatkuvaa sortumaa vastaan suunnittelu vastaa pääosin uudisrakennusta, mutta tämän lisäksi pitää huomioida uudessa rakennuksessa tapahtuvien alkusortumien vaikutus vanhassa rakennuksessa ja rajapinnalla.

6 Yhteenveto ja johtopäätökset

Kohteissa, joissa olemassa olevan talorungon päälle rakennetaan uusi rakennusrunko, esiintyy monenlaisia haasteita jatkuvan sortuman estämisen näkökulmasta, etenkin jos uusi rakennusrunko ei ole rakennusjärjestelmältään samanlainen kuin vanha rakennus. Näistä haasteista ensimmäinen on vanhan rakennuksen jatkuvan sortuman vastustuskyvyn selvittäminen, mikä on oleellista, koska vanha rakennus on mahdollisesti rakennettu silloin, kun jatkuvaa sortumaa ei vielä otettu huomioon suunnittelukriteerinä. Tämä voi olla työläs vaihe, varsinkin lähtötietojen ollessa puutteellisia. Haasteista toinen on vanhan rakennuksen ja uuden rakennuksen rajapinnan jatkuvan sortuman vastustuskyvyn varmistaminen. Tähän aiheeseen liittyviä haasteita pohdittiin luvun 3 alussa. Vanhan ja uuden rakennuksen rajapinta sisältää usein piirteitä, jotka ovat jatkuvan sortuman vastustamisen kannalta epäedullisia. Tämä ei ole suuri haaste silloin, kun uusi rakennus on rakennejärjestelmältään samanlainen kuin vanha rakennus. Kun uusi rakennus on oleellisesti erilainen kuin vanha rakennus, niiden rajapinnassa esiintyy epäjatkuvuuksia ja rakennuksesta tulee kokonaisuutena vähemmän säännöllinen. Kun uudessa rakennuksessa on lyhyemmät jännevälit kuin vanhassa rakennuksessa, tämä johtaa tilanteeseen, jossa rajapinnalla tulee ottaa vastaan huomattavia pystykuormia vaakarakenteilla. Tällöin on tärkeää saavuttaa hyvä käsitys siitä, mitä tapahtuu kun jokin vaakarakenne sortuu tai mitä tapahtuu vaakarakenteille, kun jokin niiden lähistöllä oleva rakenne sortuu. Jos uusi rakennus on jänneväleiltään suurempi kuin vanha rakennus, tällöin se voidaan tukea vain osalle vanhan rakennuksen pystyrakenteista, mutta tässä tapauksessa nämä vanhan rakennuksen pystyrakenteet saavat jatkuvan sortuman estämisen kannalta tärkeän roolin, koska uuden rakennuksen kuormitukset keskittyvät niille. Tällöin kyseisten pystyrakenteiden vahvistaminen voi olla perusteltua, koska sillä olisi tavallista suurempi vaikutus vaurioitumistodennäköisyyden vähentämiseen.

Kuten luvussa 2 jo mainittiin, avainasemassa mitoittaminen on usein ainoa järkevä menetelmä vanhan rakennuksen mitoittamiselle jatkuvaa sortumaa vastaan olemassa olevien rakennusten uudistamisprojekteissa. Vanhan rakennuksen saattaminen jatkuvan sortuman kannalta rakennusnormin mukaiseksi muilla menetelmillä on usein kohtuuttoman kallista. [4, s. 47] Olemassa olevat pilarit ja seinät kannattaakin useimmiten mitoittaa onnettomuuskuormille ja avainasemassa, ja niitä tulee vahvistaa jos ne eivät läpäise tarvittavia tarkistuksia. Tämän diplomityön alaluvussa 3.2 pohdittiin erilaisia menetelmiä, joilla rakenteiden vahvistaminen voidaan toteuttaa. Suurin osa esitetyistä ratkaisuista perustuu rakenteiden kapasiteetin kasvattamiseen, mutta esimerkiksi lujitemuovi on lupaava tapa vähentää köysirakenteen avulla todennäköisyyttä jolla alkusortuma johtaa jatkuvaan sortumaan. Lisäksi mantteloimalla voidaan parantaa rakenteen kapasiteettia tai jatkuvuutta.

Eurokoodi mainitsee vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmän mahdollisena tapana suunnitella rakennus jatkuvaa sortumaa vastaan. Tästä huolimatta eurokoodi ei kuitenkaan tarjoa ohjeita joiden mukaisesti tämä analyysi voitaisiin suorittaa. Tästä syystä suunnittelijan kannattaa soveltaa yhdysvaltalaisia ohjeita. Tämä on merkittävä puute eurokoodissa, ja se pitäisi korjata. Vaikka yhdysvaltalaiset ohjeet ovat eurokoodia edistyneempiä vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmän ohjeistuksen osalta, niistäkin löytyy puutteita. Ne eivät ota kantaa tilanteisiin, joissa dynaaminen suurennuskerroin saattaa olla suurempi kuin 2.

Työssä ilmeni myös aiheita, joita olisi syytä tutkia tulevaisuudessa. Avainasemassa mitoittaminen on tärkeä työkalu, kun vanhaa rakennusta laajennetaan ylöspäin, mutta kyseisellä menetelmällä on se ongelma, että se on vaatimuksiltaan useimmiten vähemmän mitoittava kuin murtorajatila. [20, s. 13] Tämän diplomityön alaluvussa 2.8.3 esitetään mahdollinen menetelmä avainasemassa mitoitettun pilarin riskianalyysin suorittamiseen. Tätä vastaava tutkimus olisi syytä suorittaa, jotta voidaan saavuttaa parempi käsitys avainasemassa mitoittamisen vaikutuksesta rakennuksen turvallisuuteen epätavallisia kuormitustilanteita vastaan. Jos avainasemassa mitoittamisen tuottama lisäys rakennuksen turvallisuuteen todetaan riittämättömäksi, se olisi mahdollista korvata jollain muulla menetelmällä. Eurokoodissa esitetyistä jatkuvan sortuman estämisen menetelmistä avainasemassa mitoittaminen on ainoa, joka perustuu vaurioitumistodennäköisyyden vähentämiseen. Tähän perustuvan menetelmän säilyttäminen standardin mukaisena vaihtoehtona on tärkeää, jotta vanhojen rakennusten laajentaminen ylöspäin on taloudellisesti toteutettavissa. Tämä johtuu siitä, että epäsuorat menetelmät eivät sovellu vanhoihin rakennuksiin, jolloin jäljelle jäävät vain vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit ja avainasemassa mitoittaminen. Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien kannalta vanhat rakennukset ovat usein puutteellisia, ja uusien kuormansiirtoreittien luominen olisi kallista ja epäkäytännöllistä, ainakin tämän diplomityön esimerkkitapauksessa ja sen kaltaisissa kohteissa.

Lähdeluettelo

- 1 Suomen Betoniyhdistys, 2012. Betoninormikortti 23 EC, Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille, Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- 2 SFS-EN 1991-1-7, Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, Helsinki: Suomen standardisoimisliitto
- 3 SFS-EN 1991-1-7 NA, 2009. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-7 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, Helsinki: Ympäristöministeriö
- 4 National Institute of Standards and Technology (NIST), 2007. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. U.S. Department of Commerce
- 5 Starossek, U. 2009. Progressive Collapse of Structures. London: Thomas Telford Limited. sähkö. ISBN 978-1-68015-079-7.
- 6 Department of Defense. 2013. UFC 4-023-03, Unified facilities criteria, Design of buildings to resist progressive collapse. (Change 3, 1. marraskuu 2016)
- 7 General Services Administration. 2013. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 143 s.
- 8 S. Sagioglu. 2012. Analytical and experimental evaluation of progressive collapse resistance of reinforced concrete structures. 407 s.
- 9 Li, Y. Lu, X. Guan, H. Ye, L., 2011. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of RC frame structures. Engineering Structures, 33(10), s. 2931–2942.
- 10 SFS-EN 1990, 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki. 184 s.
- 11 SFS-EN 1990 NA, 2007. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Ympäristöministeriö
- 12 Yu, J., Tan, K-H. 2013. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. Engineering Structures, 55, s. 90–106.
- 13 fib Bulletin No. 14. 2001. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. 138 s. ISBN: 978-2-88394-054-3
- 14 Orton, S.L. 2007. Development of a CFRP system to provide continuity in existing reinforced concrete buildings vulnerable to progressive collapse. Väitöskirja. The University of Texas at Austin. 381 s.
- 15 SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Helsinki: Suomen standardisoimisliitto

- 16 SFS-EN 1994-1-1, Eurokoodi 4. Betoni-teräs –liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Helsinki: Suomen standardisoimisliitto
- 17 Mirmiran, B.A., et al. Effect of Column Parameters on FRP-confined Concrete. 1998. Journal of composites for construction, 2(4), s. 175–185.
- 18 Faschan, W.J., Garlock, R.B., Sesil, D.A. Considerations For Retrofit of Existing Steel Buildings For Resisting Blast And Progressive Collapse. 2003. Steel Building Symposium: Blast and Progressive Collapse Resistance: December 4-5, 2003, McGraw-Hill Auditorium, New York City. American Institute of Steel Construction. 33 s.
- 19 Astaneh-Asl, A. Progressive collapse prevention in new and existing buildings. 2003. Proc., 9th Arab Structural Engineering Conf., Abu Dhabi, UAE.
- 20 Aittola, J. 2014. Betonielementtirakenteisen kehärungon jatkuvan sortuman hallinta vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä. Diplomityö. Aalto-yliopisto: Espoo.
- 21 Crawford, J. E. 2002. Retrofit methods to mitigate progressive collapse. The Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences, Report on the July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Effort. 2002.
- 22 Alrudaini, T. M. S., 2011. A new mitigation scheme to resist the progressive collapse of reinforced concrete buildings. Väitöskirja. University of Wollongong. 228 s.
- 23 Izzuddin, B. A., Pereira, M. F., Kuhlmann, U., Rölle, L., Vrouwenvelder, T., Leira, B. J., 2012. Application of probabilistic robustness framework: risk assessment of multi-storey buildings under extreme loading. Structural Engineering International, 22.1. s. 79-85.
- 24 Zahrai, S.M., Ezoddin, A. R., 2014. Numerical study of progressive collapse in intermediate moment resisting reinforced concrete frame due to column removal. Civil Engineering Infrastructures Journal, 47.1. s. 71-88.
- 25 Department for Communities and Local Government. 2011. Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse. London: DCLG Publications. 198 s.
- 26 Luck, K. 2016. Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta. Diplomityö. Aalto-yliopisto: Espoo.
- 27 Krauthammer, T., Hall, R. L., Woodson, S. C., Baylot, J. T., Hayes, J. R., Sohn, Y. 2002. Development of progressive collapse analysis procedure and condition assessment for structures. Army Engineer Research and Development Labs Fort Belvoir, VA. 11 s.
- 28 Starossek, U., Wolff, M. 2005. Progressive collapse: Design strategies. IABSE Symposium Report. Vol. 90. No. 8. International Association for Bridge and Structural Engineering. s. 9-16.

- 29 Ruiz-Teran, A.M., Aparicio, A.C. 2007. Dynamic amplification factors in cable-stayed structures. *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 300. ISSN: 0022-460X s. 197–216.

Liitteet

Liite 1: Jäykkyyden laskenta rajapinnan teräsbetonipalkeille (2 sivua)

Liite 2: Elementtipalkkien kapasiteetit onnettomuus- ja murtorajatilassa (4 sivua)

Liite 3: Luvun 5.2 palkkien sortumislaskelmien tulokset (3 sivua)

Liite 4: Luvun 5.3 seinän sortumislaskelmien tulokset (3 sivua)

Liite 1: Jäykkyyden laskenta rajapinnan teräsbetonipalkeille

Liite 1 (s. 1/2)

Välipohjan rakenteiden jäykkyydellä on vaikutus dynaamisen vaikutuksen suuruuteen, joten se tulee mallintaa rakennemalliin niin, että sen jäykkyys vastaa todellisuutta. Betonin halkeilu aiheuttaa merkittävän vähennyksen palkkien taivutusjäykkyyteen, mikä pitää ottaa rakennemallissa huomioon.

$b := 480\text{mm}$	$b_{\text{eff}} := 1853\text{mm}$	Palkin leveys
$h := 1400\text{mm}$		Palkin korkeus
$f_{\text{ck}} := 40\text{MPa}$		Betonin puristuslujuuden ominaisarvo
$f_{\text{cm}} := f_{\text{ck}} + 8\text{MPa} = 48\text{MPa}$		Betonin keskimääräinen puristuslujuus
$E_c := 35000\text{MPa}$		Betonin kimmokerroin
$E_s := 210000\text{MPa}$		Teräksen kimmokerroin
$\alpha := \frac{E_s}{E_c}$		Kimmokertoimien suhde
$I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + \frac{1}{12} \cdot b_{\text{eff}} \cdot (200\text{mm})^3 \dots = 0.264\text{m}^4$ $+ b \cdot h \cdot (900\text{mm} - 615.63\text{mm})^2 \dots$ $+ b_{\text{eff}} \cdot 200\text{mm} \cdot (515.63\text{mm})^2$		Halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti Raudoituksen vaikutus on melko pieni, joten se on jätetty huomiotta. Palkki on mallinnettu laattapalkkina.
$A_s := 6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (32\text{mm})^2 = 4825.486\text{mm}^2$		Palkin alapinnan pääteräkset
$A_{sc} := 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (10\text{mm})^2 = 157.08\text{mm}^2$		Palkin yläpinnan pääteräkset
$d := h - 30\text{mm} - 12\text{mm} - 16\text{mm}$ $d_c := 30\text{mm} + 12\text{mm} + 5\text{mm}$		Pääterästen keskipisteen etäisyys palkin ylä- tai alapinnasta (tehollinen korkeus)
$x := \frac{\sqrt{\left[A_s \cdot \alpha + A_{sc} \cdot (\alpha - 1)\right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[A_s \cdot \alpha \cdot d + A_{sc} \cdot d_c \cdot (\alpha - 1)\right]} - \left[A_s \cdot \alpha + A_{sc} \cdot (\alpha - 1)\right]}{b} = 0.345\text{m}$		Betonin puristetun osan korkeus
$I_{c2} := \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + (\alpha - 1) \cdot A_{sc} \cdot (d_c - x)^2 = 0.035\text{m}^4$		Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$\frac{I_{c2}}{I_{c1}} = 0.134$		Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin suhde halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin. Vähennetty jäykkyys otetaan huomioon valitsemalla kyseisille palkeille pienempi kimmokerroin.
$\frac{I_{c2}}{I_{c1}} \cdot E_c = 4698.054\text{MPa}$		Pienennetty kimmokerroin haljenneelle poikkileikkaukselle. Vähennys ottaa myös huomioon sen, että palkin poikkileikkaus on todellisuudessa suorakulmio.

Ulokepalkkien jäykkyys:

Liite 1 (s. 2/2)

$$b := 600\text{mm}$$

Palkin leveys

$$h := 3100\text{mm}$$

Palkin korkeus

$$f_{ck} := 40\text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa} = 48\cdot\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_c := 35000\text{MPa}$$

Betonin kimmokerroin

$$E_s := 210000\text{MPa}$$

Teräksen kimmokerroin

$$\alpha := \frac{E_s}{E_c}$$

Kimmokertoimien suhde

$$I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 1.49 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
Raudoituksen vaikutus on melko pieni, joten se on jätetty huomiotta.

$$A_s := 10 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (32\text{mm})^2 = 8042.477 \cdot \text{mm}^2$$

Palkin yläpinnan pääteräkset

$$A_{sc} := 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25\text{mm})^2 = 981.748 \cdot \text{mm}^2$$

Palkin alapinnan pääteräkset

$$d := h - 30\text{mm} - 12\text{mm} - 16\text{mm}$$

$$d_c := 30\text{mm} + 12\text{mm} + 12.5\text{mm}$$

Pääterästen keskipisteen etäisyys palkin ala- tai yläpinnasta (tehollinen korkeus)

$$x := \frac{\sqrt{\left[A_s \cdot \alpha + A_{sc} \cdot (\alpha - 1)\right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[A_s \cdot \alpha \cdot d + A_{sc} \cdot d_c \cdot (\alpha - 1)\right]} - \left[A_s \cdot \alpha + A_{sc} \cdot (\alpha - 1)\right]}{b} = 0.617 \cdot m$$

$$I_{c2} := \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + (\alpha - 1) \cdot A_{sc} \cdot (d_c - x)^2 = 3.323 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$\frac{I_{c2}}{I_{c1}} = 0.223$$

Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin suhde halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin.
Vähennetty jäykkyys otetaan huomioon valitsemalla kyseisille palkeille pienempi kimmokerroin.

$$\frac{I_{c2}}{I_{c1}} \cdot E_c = 7808.038 \cdot \text{MPa}$$

Pienennetty kimmokerroin haljenneelle poikkileikkaukselle

Liite 2: Elementtipalkkien kapasiteetit onnettomuus- ja murtorajatilassa

Onnettomuustilassa betonin ja raudoitukset materiaaliosavarmuusluvut ovat pienempiä kuin murtorajatilassa, eli jos momentti on onnettomuustilanteessa suurempi kuin murtorajatilassa, se ei tarkoita aina sitä, että se on mitoituksen kannalta ratkaisevampi. Tässä lasketaan, kuinka paljon raudoitusta palkkeihin täytyy asentaa, jotta ne kestävät.

Onnettomuusrajan taivutusmomenttikapasiteetti:

$f_{ck} := 40\text{MPa}$	Betonin ominaispuristuslujuus
$f_{yk} := 500\text{MPa}$	Betoniteräksen ominaislujuus
$\alpha_{cc} := 0.85$	Pitkäaikaislujuuskerroin
$\gamma_c := 1.0$	Betonin osavarmuuskerroin (kansallinen liite)
$\gamma_s := 1.0$	Betoniteräksen osavarmuuskerroin (kansallinen liite)
$n_1 := 6$	Pääterästen lkm alimmalla rivillä
$n_2 := 4$	Pääterästen lkm toisella rivillä
$n_3 := 2$	Pääterästen lkm kolmannella rivillä
$n_c := 2$	Puristusterästen lkm
$b := 480\text{mm}$	Palkin leveys
$h := 1400\text{mm}$	Palkin korkeus
$D := 32\text{mm}$	Pääterästen halkaisija
$D_c := 10\text{mm}$	Puristusterästen halkaisija
$\phi_h := 10\text{mm}$	Hakaraudoitusten halkaisija
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 34 \cdot \text{MPa}$	Betonin mitoituspuristuslujuus
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	Betoniteräksen mitoituslujuus
$A_s := (n_1 + n_2 + n_3) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2$	Pääterästen poikkileikkauspinta-ala yhteensä
$A_{sc} := n_c \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D_c^2$	Puristusterästen poikkileikkauspinta-ala
$\eta_2 := 1$	Tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin <C50/60
$d_1 := h - 30\text{mm} - \phi_h - \frac{D}{2}$	Tehollinen korkeus alimmalla pääteräsrivillä
$d_2 := h - 30\text{mm} - \phi_h - \frac{D}{2} - (2D + 3\text{mm})$	Tehollinen korkeus toisella pääteräsrivillä
$d_3 := h - 30\text{mm} - \phi_h - \frac{D}{2} - (4D + 6\text{mm})$	Tehollinen korkeus toisella pääteräsrivillä
$d := \frac{n_1 \cdot d_1 + n_2 \cdot d_2 + n_3 \cdot d_3}{n_1 + n_2 + n_3} = 1.299\text{m}$	Tehollinen korkeus (pääterästen massakeskipisteen mukaan)
$d_c := 30\text{mm} + \phi_h + \frac{D_c}{2} = 45\text{mm}$	Puristusterästen tehollinen korkeus

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta_2 \cdot f_{cd}} = 0.228$$

Pääterästen mekaaninen
raudoitussuhde Liite 2 (s. 2/4)

$$\omega_c := \frac{A_{sc} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta_2 \cdot f_{cd}} = 0.004$$

Puristusterästen mekaaninen
raudoitussuhde

$$\mu := \omega \cdot \left(1 - \frac{d_c}{d}\right) - (\omega - \omega_c) \cdot \left(\frac{\omega - \omega_c}{2} - \frac{d_c}{d}\right)$$

Suhteellinen momentti

$$M_{pl.Rd} := \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta_2 \cdot f_{cd} = 5576.016 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Taivutuskapasiteetti

Murtoarajan taivutusmomenttikapasiteetti:

$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$ Betonin ominaispuristuslujuus

$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ Betoniteräksen ominaislujuus

$\alpha_{cc} := 0.85$ Pitkäaikaislujuuskerroin

$\gamma_c := 1.5$ Betonin osavarmuuskerroin (kansallinen liite)

$\gamma_s := 1.15$ Betoniteräksen osavarmuuskerroin (kansallinen liite)

$n_1 := 6$ Pääterästen lkm alimmalla rivillä

$n_2 := 4$ Pääterästen lkm toisella rivillä

$n_3 := 2$ Pääterästen lkm kolmannella rivillä

$n_c := 2$ Puristusterästen lkm

$b := 480 \text{ mm}$ Palkin leveys

$h := 1400 \text{ mm}$ Palkin korkeus

$D := 32 \text{ mm}$ Pääterästen halkaisija

$D_c := 10 \text{ mm}$ Puristusterästen halkaisija

$\phi_h := 10 \text{ mm}$ Hakaraudoitusten halkaisija

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22.667 \cdot \text{MPa}$ Betonin mitoituspuristuslujuus

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ Betoniteräksen mitoituslujuus

$A_s := (n_1 + n_2 + n_3) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2$ Pääterästen poikkileikkauspinta-ala yhteensä

$A_{sc} := n_c \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D_c^2$ Puristusterästen poikkileikkauspinta-ala

$\eta_2 := 1$ Tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin <C50/60

$d_1 := h - 30 \text{ mm} - \phi_h - \frac{D}{2}$ Tehollinen korkeus alimmalla pääteräsrivillä

$d_2 := h - 30 \text{ mm} - \phi_h - \frac{D}{2} - (2D + 3 \text{ mm})$ Tehollinen korkeus toisella pääteräsrivillä

$d_3 := h - 30 \text{ mm} - \phi_h - \frac{D}{2} - (4D + 6 \text{ mm})$ Tehollinen korkeus toisella pääteräsrivillä

$$d := \frac{n_1 \cdot d_1 + n_2 \cdot d_2 + n_3 \cdot d_3}{n_1 + n_2 + n_3} = 1.299 \cdot \text{m}$$

Tehollinen korkeus (pääterästen massakeskipisteen mukaan)

$$d_c := 30\text{mm} + \phi_h + \frac{D_c}{2} = 45 \cdot \text{mm}$$

Puristusterästen tehollinen korkeus

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta_2 \cdot f_{cd}} = 0.297$$

Pääterästen mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega_c := \frac{A_{sc} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta_2 \cdot f_{cd}} = 0.005$$

Puristusterästen mekaaninen raudoitussuhde

$$\mu := \omega \cdot \left(1 - \frac{d_c}{d}\right) - (\omega - \omega_c) \cdot \left(\frac{\omega - \omega_c}{2} - \frac{d_c}{d}\right)$$

Suhteellinen momentti

$$M_{pl.Rd} := \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta_2 \cdot f_{cd} = 4666.005 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Taivutuskapasiteetti

$$\beta_b := \frac{0.8 \cdot 0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yk}}{200000\text{MPa}}}$$

Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo

$$\frac{\omega - \omega_c}{\beta_b} = 0.626 \quad \text{Tämä rajoitetaan } < 1, \text{ muuten yliraudoitus}$$

Leikkausvoimakapasiteetti:

$z := 0.9 \cdot d$ Sisäinen momenttivarsi (Eurokoodin mukainen likiarvo)

$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.504$ Betonin lujuuden pienennyskerroin

$\alpha_h := 90 \text{ deg}$ Hakojen kulma

$kk := 200 \text{ mm}$ Hakojen jakoväli

$A_{sw} := \frac{1000 \text{ mm}}{kk \cdot m} \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (12 \text{ mm})^2 = 1130.973 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$ Leikkausraudoituksen pinta-ala metrillä

$A_{sw.min} := \frac{\left(80 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \frac{b}{\text{mm}} \cdot \sin(\alpha_h)\right)}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{m} = 485.726 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$ Minimileikkausraudoitus

Murtorajatilassa:

$\gamma_s := 1.15$

$V_{Rd.s} := \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm} \cdot m} \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot z \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (2.5 + \cot(\alpha_h)) \cdot \sin(\alpha_h) = 1331.079 \cdot \text{kN}$

Murtorajatilassa suurin leikkausvoima on 1240 kN, jolle T10k150 hakaraudoitus olisi riittävä.

Onnettomuusrajatilassa:

$\gamma_s := 1.0$

$V_{Rd.s} := A_{sw} \cdot z \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (2.5 + \cot(\alpha_h)) \cdot \sin(\alpha_h) = 1653.2 \cdot \text{kN}$

Onnettomuusrajatilassa suurin leikkausvoima on 1606 kN eli T12k200 hakaraudoitus on riittävä.

T12k200 hakaraudoitus on riittävä mille tahansa näistä palkeista.

Onnettomuusrajatilassa 1653 kN on tosin turhan lähellä leikkausvoimaa 1606 kN, joten T12k150 hakaraudoituksen käyttäminen palkkien päädyissä saattaa olla perusteltua.

Leikkausraudoituksen suunnittelun kannalta:

Onnettomuusrajatila on mitoittava kaikille elementtipalkeille E1-E6

Jatkuvan sortuman vastustamisen kannalta on oleellista, että palkin taivutuskapasiteetti tulee vastaan ennen leikkauskapasiteettia, koska leikkausmurto on hauras. Suunnittelussa tulee siis tarkistaa, että leikkauskapasiteetin ylitys tapahtuu suuremmalla kuormituksella kuin taivutuskapasiteetin.

$\alpha_{cw} := 1$ Jännittämättömille rakenteille $\alpha_{cw} = 1$

$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2.5 + 2.5^{-1}} = 2211.182 \cdot \text{kN}$ Maksimileikkauskapasiteetti murtorajatilassa

$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{2.5 + 2.5^{-1}} = 3316.773 \cdot \text{kN}$ Maksimileikkauskapasiteetti onnettomuusrajatilassa

Palkit on siis mahdollista raudottaa niille kohdistuvia leikkausvoimia vastaan.

Liite 3: Luvun 5.2 palkkien sortumislaskelmien tulokset

Palkkien taivutusmomentit:

Palkin E6 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormala	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatilán momentti (ULS)
E1	854	1099	1046	1285
E2	1365	1680	1875	2064
E3	1373	2131	2704	2042
E4	1996	2966	3706	2970
E5	2339	3499	4241	3480

Palkin E5 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormala	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatilán momentti (ULS)
E1	854	1073	1032	1285
E2	1365	1641	1812	2064
E3	1373	1999	2496	2042
E4	1996	2867	3356	2970
E6	2748	3757	4244	4078

Palkin E4 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormala	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatilán momentti (ULS)
E1	854	985	980	1285
E2	1365	1528	1680	2064
E3	1373	2102	2493	2042
E5	2339	3130	3525	3480
E6	2748	3420	3876	4078

Palkin E3 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormala	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatilán momentti (ULS)
E1	854	978	1039	1285
E2	1365	1772	1855	2064
E4	1996	2391	2681	2970
E5	2339	2695	2973	3480
E6	2748	3130	3324	4078

Palkin E2 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatil- an momentti (ULS)
E1	854	2400	2400	1285
E3	1373	1628	1570	2042
E4	1996	2045	2067	2970
E5	2339	2398	2406	3480
E6	2748	2814	2825	4078

Palkkien leikkausvoimat/tukireaktiot:

Palkin E6 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatil- an leikkaus (ULS)
E1	265	324	326	421
E2	387	459	520	571
E3	459	676	846	676
E4	565	815	980	865
E5	690	1128	1333	1023

Palkin E5 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatil- an leikkaus (ULS)
E1	265	311	320	421
E2	387	458	511	571
E3	459	612	919	676
E4	565	920	1032	865
E6	838	1168	1320	1240

Palkin E4 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatil- an leikkaus (ULS)
E1	265	283	298	421
E2	387	412	419	571
E3	459	796	931	676
E5	690	964	1087	1023
E6	838	1004	1117	1240

Palkin E3 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatilan leikkaus (ULS)
E1	265	303	314	421
E2	387	579	707	571
E4	565	697	790	865
E5	690	779	848	1023
E6	838	954	992	1240

Palkin E2 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattinen poisto dyn.kerroin 2,0	Murtorajatilan leikkaus (ULS)
E1	265	779	1002	421
E3	459	498	499	676
E4	565	601	588	865
E5	690	708	718	1023
E6	838	856	863	1240

Liite 4: Luvun 5.3 seinän sortumislaskelmien tulokset

Tapaus, jossa jousivakio on 73,33 kNm/rad/m:

Seinän VS1 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattnen poisto, dyn. kerroin 2,0	Murtorajatilän momentti (ULS)
E1	854	1278	1190	1285
E2	1365	1996	2069	2064
E3	1373	1781	1889	2042
E4	1996	3041	2950	2970
E5	2339	3986	3617	3480
E6	2748	4830	4331	4078

Seinän VS1 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattnen poisto, dyn. kerroin 2,0	Murtorajatilän leikkaus (ULS)
E1	265	425	432	421
E2	387	597	593	571
E3	459	538	585	676
E4	565	882	814	865
E5	690	1388	1125	1023
E6	838	1389	1265	1240

Tapaus, jossa jousivakio on 220 kNm/rad/m:

Seinän VS1 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattnen poisto, dyn. kerroin 2,0	Murtorajatilan momentti (ULS)
E1	854	1364	1244	1285
E2	1365	2154	2221	2064
E3	1373	2039	2235	2042
E4	1996	3435	3406	2970
E5	2339	4472	4158	3480
E6	2748	5420	4966	4078

Seinän VS1 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattnen poisto, dyn. kerroin 2,0	Murtorajatilan leikkaus (ULS)
E1	265	432	457	421
E2	387	645	643	571
E3	459	613	681	676
E4	565	986	939	865
E5	690	1537	1289	1023
E6	838	1548	1435	1240

Tapaus, jossa jousivakio on 660 kNm/rad/m:

Seinän VS1 poistamisen tulokset (taivutusmomentti [kNm])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattnen poisto, dyn. kerroin 2,0	Murtorajatilan momentti (ULS)
E1	854	1336	1258	1285
E2	1365	2143	2267	2064
E3	1373	2194	2358	2042
E4	1996	3590	3569	2970
E5	2339	4850	4352	3480
E6	2748	5636	5193	4078

Seinän VS1 poistamisen tulokset (leikkausvoima [kN])				
Palkit	Ennen poistoa	Poiston jälkeen laskevalla kuormal- la	Staattnen poisto, dyn. kerroin 2,0	Murtorajatilan leikkaus (ULS)
E1	265	421	464	421
E2	387	642	645	571
E3	459	653	716	676
E4	565	1028	983	865
E5	690	1586	1348	1023
E6	838	1606	1496	1240